

SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO COM PAINÉIS DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA COM ABERTURAS

MÁRCIO ALEXANDRE LOPES FURTADO E SILVA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Xavier Das Neves Romão

JUNHO DE 2018

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2017/2018

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2018.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais e ao meu irmão

Conhecimento é Poder

Francis Bacon

Agradecimentos

Com o aproximar do final de mais uma etapa é imperativo o agradecimento a todos os que de diferentes formas contribuíram para que alcançasse este objetivo. Nesse sentido, seguem os sinceros agradecimentos:

Ao meu orientador, Professor Doutor Xavier Romão, pela disponibilidade demonstrada, pela prontidão nas instruções e esclarecimentos e pelo apoio prestado durante a elaboração da dissertação.

Ao Doutor, Hossameldeen Mohamed, pelas instruções disponibilizadas e pelos dados fornecidos que auxiliaram na elaboração da dissertação.

Aos meus pais, Herculano Furtado e Silva e Antónia Lopes, pela educação, pelos conhecimentos e pelos valores transmitidos, por estarem sempre presentes, pela motivação constante e pelos conselhos na elaboração da dissertação.

Ao meu irmão, Ruben Silva, pelo companheirismo, pela presença e apoio durante a minha jornada.

Aos tios e restantes familiares que me apoiam, em especial aos tios, António Lopes, Antónia Lopes, Diva Leite e João Paulo Leite, que me receberam em Portugal e que me apoiaram sempre nesta jornada.

Ao meu amigo e colega, Waldiju Dinis, pela constante motivação e apoio.

À colega Manuela Silva, pelo apoio durante a elaboração da dissertação.

A todos os meus amigos, e em particular os com quem eu partilhei esta jornada académica, que me acolheram com um companheirismo admirável e com os quais, orgulhosamente, aproveitei estes anos com alegria.

Resumo

As paredes de alvenaria, durante muitos anos foram consideradas elementos não intervenientes nas análises estruturais realizadas, admitindo-se que esta simplificação estaria do lado da segurança. Porém, vários acontecimentos sísmicos conduziram à sensibilização e ao reconhecimento da sua influência na análise estrutural, sobretudo na rigidez e na capacidade resistente da estrutura quando sujeita a ações horizontais. Esta consciencialização conduziu a várias estratégias de análise estrutural, visando quantificar a contribuição destes elementos no comportamento estrutural global. Das estratégias propostas, destaca-se o método numérico de análise por elementos finitos refinados pela sua competência na representação do referido comportamento estrutural. Na presente dissertação, analisa-se uma subcategoria destes sistemas estruturais, nomeadamente, os pórticos de betão armado com paredes de alvenaria com aberturas.

A abordagem de estudo recorrendo ao método dos elementos finitos requer um elevado esforço computacional ao qual está associada uma duração de cálculo considerável. Para a maximização das vantagens do recurso a modelos numéricos de elementos finitos já realizados e cuja competência na representação do correspondente comportamento estrutural de pórticos de betão armado com paredes de alvenaria com aberturas tenha sido testada e validada, avalia-se a adequabilidade do recurso destes modelos para a representação de pórticos semelhantes com ligeiras variações na geometria, nomeadamente, com aumento do vão da estrutura. Conjuntamente, de modo a contornar o elevado esforço computacional requerido, avalia-se também a adequabilidade da representação da curva de comportamento estrutural através de simulações numéricas com cargas monotónicas em alternativa às simulações numéricas com cargas cíclicas. Estas simplificações, caso válidas, resultam num aumento da validade destes modelos numéricos e dos dados experimentais disponíveis que passam a ser adequados para o estudo de modelos semelhantes com ligeiras modificações na geometria. Para além disso, esclarece a identificação dos limites de geometria a partir dos quais se torna necessário o recurso a um novo ensaio experimental ou a um novo modelo numérico de elementos finitos.

Nesse sentido, em uma primeira fase descreve-se a adequabilidade do recurso a simulações numéricas a modelos de elementos finitos sujeitos a carregamentos cíclicos. Esta descrição envolve modelos numéricos previamente realizados e validados quanto à competência na representação do comportamento estrutural destes sistemas estruturais.

Numa segunda fase procura-se estabelecer as relações existentes entre as simulações numéricas com cargas cíclicas e as simulações numéricas com cargas monotónicas de modelos de elementos finitos, de modo a esclarecer a adequabilidade do recurso a simulações numéricas com cargas monotónicas. Seguidamente, procura-se perceber as alterações associadas a parâmetros como a rigidez inicial e a força lateral máxima consoante as alterações na geometria dos modelos. Para esse fim recorre-se a variantes dos modelos estudados, com aumentos proporcionais da largura dos respetivos vãos. Estes resultados permitirão concluir a adequabilidade do recurso a simulações numéricas monotónicas e as alterações introduzidas pelo aumento do vão do modelo.

Palavras-Chave: Vulnerabilidade sísmica, painéis de alvenaria, pórticos de betão armado, modelação numérica, simulações numéricas cíclicas, simulações numéricas monotónicas, método dos elementos finitos

Abstract

Masonry walls have been considered for many years as non-intervening elements in the structural analyses carried out. However, several seismic events led to the recognition of its influence in the structural analysis, especially in the stiffness and the resistance of the structure when subjected to horizontal forces. This awareness led to several strategies of structural analysis, aiming to quantify the contribution of these elements in the global structural behaviour. The numerical method of finite element analysis is emphasized by its accuracy in the representation of the structural behaviour. In the present dissertation, a subcategory of these structural systems was analysed, namely, reinforced concrete frames with masonry walls with openings.

The study approach using the finite element method requires a high computational effort and a considerable time of analyse. In order to maximize the advantages of using numerical models of finite elements, this dissertation analysed the suitability of the use of these models for the representation of similar frames with slight increase of the span of the structure. In order to reduce the high computational effort required, the representation of the structural behaviour curve through numerical simulations with monotonic loading as an alternative to numerical simulations with cyclic loading is also evaluated. These simplifications, if proven to be valid, result in an increase in the validity of these numerical models and of the available experimental data for the study of similar models with slight modifications in the geometry. In addition, it clarifies the geometry boundaries from which it becomes necessary the use of new experimental test or a new finite element numerical model.

Initially, the dissertation proceeds with the description of the numerical analyses to finite element models subjected to cyclic loading. This description involves numerical models previously performed and validated as to their ability to represent the structural behaviour of these systems.

In a second phase, the objective is to establish the existing relations between the numerical analyses with cyclic loadings and the numerical analyses with monotonic loading of the finite element models, in order to clarify the suitability of the use of numerical simulations with monotonic loading. It is also clarified the changes associated to parameters such as initial stiffness and maximum lateral force when the model span is increased. For this purpose, variants of the studied models are used, with proportional increases in the respective spans. These results allowed to conclude the suitability of the use of numerical simulations with monotonic loading and the changes introduced by the increase of the model span.

Keywords: Seismic vulnerability, masonry walls, reinforced concrete frames, numerical modelling, cyclic numerical simulations, monotonic numerical simulations, finite element method

Índice Geral

Agradecimentos	i
Resumo	ii
Abstract	v

1 Introdução	1
1.1. MOTIVAÇÃO	1
1.2. ESTRUTURA DA TESE	2
2 Enquadramento Geral do Estudo Desenvolvido	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. MODOS DE ROTURA NO PLANO DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO COM PAINÉIS DE ENCHIMENTO	5
2.3. MODELOS FÍSICOS E DADOS EXPERIMENTAIS	7
2.4.1. Modelos de Elementos Finitos Refinados	9
2.4.2. Modelos de escoras.....	10
2.4.2.1. Método da Rigidez	11
2.4.2.2. Método da Resistência	14
2.5. MODELOS DE ESCORAS PROPOSTOS POR NORMAS E RECOMENDAÇÕES	16
2.6. APLICAÇÃO DE PROCEDIMENTOS EMPÍRICOS PARA PAINÉIS DE ENCHIMENTO COM ABERTURAS	18
3 Enquadramento e descrição do Estudo	23
3.1. INTRODUÇÃO	23
3.2. DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS	23
3.2.1. Modelação do Betão	26
3.2.2. Modelação do material de aço.....	27
3.2.3. Modelação do material de tijolos de alvenaria.....	28
3.2.4. Modelação dos elementos de interface.....	29
3.3. DESCRIÇÃO DOS MODELOS FÍSICOS	31
3.4. ANÁLISE DO ESPÉCIME B SUJEITO A CARREGAMENTO CÍCLICO	33
3.5. ANÁLISE DO ESPÉCIME S SUJEITO A CARREGAMENTOS CÍCLICOS	35
3.6. ANÁLISE DOS MODELOS DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO COM PAINÉIS COM ABERTURAS	36
3.7. OBJETIVO DO ESTUDO E DESCRIÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO	40

4	Análise de resultados	43
4.1.	INTRODUÇÃO	43
4.2.	SIMULAÇÕES NUMÉRICAS MONOTÓNICAS E SIMULAÇÕES NUMÉRICAS CÍCLICAS	43
4.2.1	– Simulações numéricas monotónicas e cíclicas aos modelos originais	43
4.2.2	– Linearização das curvas de forças-drifts	47
4.2.3	– Validação das simulações numéricas monotónicas	55
4.3.	ANÁLISES COM CARGAS MONOTÓNICAS ÀS VARIANTES DOS MODELOS	58
4.3.1	– Resultados das análises com cargas monotónicas	58
4.3.2	– Variação acumulada nas simulações numéricas com cargas monotónicas	79
4.4.	ESTIMATIVA DAS PROPRIEDADES DO COMPORTAMENTO SOB CARREGAMENTO CÍCLICO	80
4.4.1	– Metodologia proposta	80
4.4.2	– Validade das estimativas propostas e resultados de simulações numérica com cargas cíclicas	86
5	Conclusão e trabalhos futuros	95

Índice de figuras

Figura 1.1 - Sismos de L'Aquila, de Nepal e de Sichuan	1
Figura 2.1 - Mecanismos de rotura de pórticos com enchimento definidos por Stavridis	6
Figura 2.2 – Mecanismos de rotura identificados por	6
Figura 2.3 - Modelos contínuos para painéis de alvenaria	10
Figura 2.4 - Escora diagonal	11
Figura 2.5 - Variação da área carregada efetiva do painel de enchimento	14
Figura 2.6 - Relações trilineares descritas por Dolšek, Panagiotakos e Bertoldi	15
Figura 2.7 - Mecanismo de deslizamento a meio do painel de enchimento	18
Figura 2.8 - Representação esquemática de como aplicar o Fator de Redução δ	19
Figura 2.9 - Sistema de escoras equivalente	19
Figura 2.10 - Notações utilizadas no quadro 2.3	20
Figura 2.11 - Exemplo ilustrativo da avaliação do fator de redução	22
Figura 3.1 - Esquema geral do elemento finito SOLID65	24
Figura 3.2 - Esquema geral da modelação numérica por elementos finitos refinados	25
Figura 3.3 - Gráfico de tensões e extensões do modelo de material CONCR em tração	26
Figura 3.4 - Ensaio estrutural com carregamento biaxial	27
Figura 3.5 - Gráfico bilinear de tensões e extensões do aço com o efeito de Bauschinger	28
Figura 3.6 – Definição do modelo CZM	29
Figura 3.7 - Definição bilinear de CZM para o modo I e para o modo II	30
Figura 3.8 – Comportamento do elemento de contacto após destacamento total	31
Figura 3.9– Descrição de espécimes preenchidos parcialmente com painéis de alvenaria	32
Figura 3.10 - Geometria e detalhes da disposição de armaduras para o espécime B	32
Figura 3.11 - Evolução dos deslocamentos cíclicos impostos	32
Figura 3.12 - Espécime B	34
Figura 3.13 - Curvas obtidas dos ensaios experimentais e das simulações numéricas	34
Figura 3.14 - Padrões de fendas dos ensaios experimentais e na simulação numérica	34
Figura 3.15 - Espécime S	35
Figura 3.16 - O comprimento de contato para o espécime S para diferentes drifts	36
Figura 3.17 - Curvas envolventes e completas dos modelos DX1 e DX2	37
Figura 3.18 – Curvas envolventes e completas dos modelos DO2 e WO2	38
Figura 3.19 – Curvas envolventes e completas dos modelos WO3 e WO4	39
Figura 4.1 – Curvas de força-drift resultantes das diferentes análises ao modelo DO2	45
Figura 4.2 - Curvas de força-drift resultantes das diferentes análises ao modelo DX1	45
Figura 4.3 - Curvas de força-drift resultantes das diferentes análises ao modelo DX2	46
Figura 4.4 – Curvas de força-drift resultantes das diferentes análises ao modelo WO2	46
Figura 4.5 - Curvas de força-drift resultantes das diferentes análises ao modelo WO3	46
Figura 4.6 – Curvas de força-drift resultantes das diferentes análises ao modelo WO4	47
Figura 4.7 – Exemplo de linearização para uma simulação numérica monotónica	48
Figura 4.8 – Exemplo de uma linearização para uma simulação numérica cíclica	48
Figura 4.9 – Linearizações associadas ao modelo DO2	49
Figura 4.10 – Linearizações associadas ao modelo DX1	50
Figura 4.11 – Linearizações associadas ao modelo DX2	51
Figura 4.12 – Linearizações associadas ao modelo WO2	52
Figura 4.13 – Linearizações associadas ao modelo WO3	53
Figura 4.14 – Linearizações associadas ao modelo WO4	54
Figura 4.15 – Linearizações das variantes de DO2	59
Figura 4.16 - Linearizações das variantes de DX1	60
Figura 4.17 - Linearizações das variantes de DX2	61
Figura 4.18 - Linearizações das variantes de WO2	62
Figura 4.19 - Linearizações das variantes de WO3	63
Figura 4.20 - Linearizações das variantes de WO4	64
Figura 4.21 – Curvas de força-drift para análise da variante DO2_03	65
Figura 4.22 – Curvas de força-drift para análise da variante DO2_06	65

Figura 4.23 - Curvas de força-drift para análise da variante DO2_09	65
Figura 4.24 - Curvas de força-drift para análise da variante DO2_12	65
Figura 4.25 - Curvas de força-drift para análise da variante DX1_03.....	66
Figura 4.26 - Curvas de força-drift para análise da variante DX1_06.....	66
Figura 4.27 - Curvas de força-drift para análise da variante DX1_09.....	66
Figura 4.28 - Curvas de força-drift para análise da variante DX1_12.....	66
Figura 4.29 - Curvas de força-drift para análise da variante DX2_03.....	67
Figura 4.30 - Curvas de força-drift para análise da variante DX2_06.....	67
Figura 4.31 - Curvas de força-drift para análise da variante DX2_09.....	67
Figura 4.32 - Curvas de força-drift para análise da variante DX2_12.....	67
Figura 4.33 - Curvas de força-drift para análise da variante WO2_03	68
Figura 4.34 - Curvas de força-drift para análise da variante WO2_06	68
Figura 4.35 - Curvas de força-drift para análise da variante WO2_09	68
Figura 4.36 - Curvas de força-drift para análise da variante WO2_12	68
Figura 4.37 - Curvas de força-drift para análise da variante WO3_03	69
Figura 4.38 - Curvas de força-drift para análise da variante WO3_06	69
Figura 4.39 - Curvas de força-drift para análise da variante WO3_09	69
Figura 4.40 - Curvas de força-drift para análise da variante WO3_12	69
Figura 4.41 - Curvas de força-drift para análise da variante WO4_03	70
Figura 4.42 - Curvas de força-drift para análise da variante WO4_06	70
Figura 4.43 - Curvas de força-drift para análise da variante WO4_09	70
Figura 4.44 - Curvas de força-drift para análise da variante WO4_12	70
Figura 4.45 - Variação da força lateral para as diferentes análises do modelo DO2	71
Figura 4.46 - Variação da rigidez inicial para as diferentes análises do modelo DO2.....	71
Figura 4.47 - Variação da força lateral para as diferentes análises do modelo DX1.....	72
Figura 4.48 - Variação da rigidez inicial para as diferentes análises do modelo DX1	72
Figura 4.49 - Variação da força lateral para as diferentes análises do modelo DX2.....	72
Figura 4.50 - Variação da rigidez inicial para as diferentes análises do modelo DX2.....	72
Figura 4.51 - Variação da força lateral para as diferentes análises do modelo WO2	73
Figura 4.52 - Variação da rigidez inicial para as diferentes análises do modelo WO2.....	73
Figura 4.53 - Variação da força lateral para as diferentes análises do modelo WO3	73
Figura 4.54 - Variação da rigidez inicial para as diferentes análises do modelo WO3.....	74
Figura 4.55 - Variação da força lateral para as diferentes análises do modelo WO4	74
Figura 4.56 - Variação da rigidez inicial para as diferentes análises do modelo WO4.....	74
Figura 4.57 - Correlações lineares para a força lateral máxima e rigidez inicial de DO2	75
Figura 4.58 - Correlações lineares para a força lateral máxima e rigidez inicial de DX1	75
Figura 4.59 - Correlações lineares para a força lateral máxima e rigidez inicial de DX2	75
Figura 4.60 - Correlações lineares para a força lateral máxima e rigidez inicial de WO2	76
Figura 4.61 - Correlações lineares para a força lateral máxima e rigidez inicial de WO3	76
Figura 4.62 - Correlações lineares para a força lateral máxima e rigidez inicial de WO4	76
Figura 4.63 - Representação da estimativa proposta para DX2_03	87
Figura 4.64 - Representação da estimativa proposta para DX2_06	87
Figura 4.65 - Representação da estimativa proposta para WO4_03.....	87
Figura 4.66 - Representação da estimativa proposta para WO4_06.....	88
Figura 4.67 - Simulação numérica cíclica e monotónica de DX2_03.....	89
Figura 4.68 - Simulação numérica cíclica e monotónica de DX2_06.....	89
Figura 4.69 - Simulação numérica cíclica e monotónica de WO4_03	89
Figura 4.70 - Simulação numérica monotónica e cíclica de WO4_06	89
Figura 4.71 - Força lateral para as simulações numéricas cíclicas e monotónicas de DX2.....	90
Figura 4.72 - Força lateral para as simulações numéricas cíclicas e monotónicas de WO4	90
Figura 4.73 - Correlação linear para as simulações numéricas com cargas cíclicas no modelo DX2 ..	91
Figura 4.74 - Correlação linear para as simulações numéricas com cargas cíclicas no modelo WO4 ..	91

Índice de quadros

Quadro 3.1 – Características dos modelos considerados	33
Quadro 3.2 – Propriedades mecânicas dos materiais dos modelos considerados	33
Quadro 3.3 – Diferenças entre forças laterais entre os resultados numéricos e experimentais	39
Quadro 3.4 - Variantes do modelo original WO2	41
Quadro 3.5 - Variantes do modelo original WO3	41
Quadro 3.6 – Variantes do modelo original WO4	41
Quadro 3.7 - Variantes do modelo original DO2	42
Quadro 3.8 - Variantes do modelo original DX1	42
Quadro 3.9 - Variantes do modelo original DX2	42
Quadro 4.1 – Características gerais dos modelos originais	44
Quadro 4.2 – Valores dos parâmetros para o Grupo I	55
Quadro 4.3 – Valores dos parâmetros para o Grupo II	56
Quadro 4.4 – Valores de ε_1 obtidos para os parâmetros considerados	56
Quadro 4.5 – Média e coeficiente de ε_1 variação de para os diferentes parâmetros	57
Quadro 4.6 – Valores dos parâmetros obtidos para as variantes do modelo DO2	77
Quadro 4.7 – Valores dos parâmetros obtidos para as variantes do modelo DX1	77
Quadro 4.8 – Valores dos parâmetros obtidos para as variantes do modelo DX2	77
Quadro 4.9 - Valores dos parâmetros obtidos para as variantes do modelo WO2	78
Quadro 4.10 - Valores dos parâmetros obtidos para as variantes do modelo WO3	78
Quadro 4.11 - Valores dos parâmetros obtidos para as variantes do modelo WO4	78
Quadro 4.12 - ε_2 associado aos diferentes parâmetros considerados	79
Quadro 4.13 – Média e coeficiente de variação de ε_2 para a força lateral máxima	79
Quadro 4.14 - Média e coeficiente de variação de ε_2 para a rigidez inicial	80
Quadro 4.15 - Média e coeficiente de variação de ε_2 para o drift da força lateral máixma	80
Quadro 4.16 – Valores da metodologia proposta para estimar K_1 nas variantes de DO2	81
Quadro 4.17 – Valores da metodologia proposta para estimar F_1 nas variantes de DO2	82
Quadro 4.18 – Valores da metodologia proposta para estimar δ_1 nas variantes de DO2	82
Quadro 4.19 – Valores da metodologia proposta para estimar F_{max} nas variantes de DO2	82
Quadro 4.20 – Valores da metodologia proposta para estimar δ_{max} nas variantes de DO2	82
Quadro 4.21 – Valores da metodologia proposta para estimar K_1 nas variantes de DX1	82
Quadro 4.22 - Valores da metodologia proposta para estimar F_1 nas variantes de DX1	82
Quadro 4.23 - Valores da metodologia proposta para estimar δ_1 nas variantes de DX1	83
Quadro 4.24 - Valores da metodologia proposta para estimar F_{max} nas variantes de DX1	83
Quadro 4.25 - Valores da metodologia proposta para estimar δ_{max} nas variantes de DX1	83
Quadro 4.26 - Valores da metodologia proposta para estimar K_1 nas variantes de DX2	83
Quadro 4.27 - Valores da metodologia proposta para estimar F_1 nas variantes de DX2	83
Quadro 4.28 - Valores da metodologia proposta para estimar δ_1 nas variantes de DX2	83
Quadro 4.29 - Valores da metodologia proposta para estimar F_{max} nas variantes de DX2	84
Quadro 4.30 - Valores da metodologia proposta para estimar δ_{max} nas variantes de DX2	84
Quadro 4.31 - Valores da metodologia proposta para estimar K_1 nas variantes de WO2	84
Quadro 4.32 - Valores da metodologia proposta para estimar F_1 nas variantes de WO2	84
Quadro 4.33 – Valores da metodologia proposta para estimar δ_1 nas variantes de WO2	84
Quadro 4.34 - Valores da metodologia proposta para estimar F_{max} nas variantes de WO2	84
Quadro 4.35 - Valores da metodologia proposta para estimar δ_{max} nas variantes de WO2	85
Quadro 4.36 - Valores da metodologia proposta para estimar K_1 nas variantes de WO3	85
Quadro 4.37 - Valores da metodologia proposta para estimar F_1 nas variantes de WO3	85
Quadro 4.38 – Valores da metodologia proposta para estimar δ_1 nas variantes de WO3	85
Quadro 4.39 - Valores da metodologia proposta para estimar F_{max} nas variantes de WO3	85
Quadro 4.40 - Valores da metodologia proposta para estimar δ_{max} nas variantes de WO3	85
Quadro 4.41 - Valores da metodologia proposta para estimar K_1 nas variantes de WO4	86
Quadro 4.42 – Valores da metodologia proposta para estimar F_1 nas variantes de WO4	86
Quadro 4.43 – Valores da metodologia proposta para estimar δ_1 nas variantes de WO4	86
Quadro 4.44 - Valores da metodologia proposta para estimar F_{max} nas variantes de WO4	86
Quadro 4.45 - Valores da metodologia proposta para estimar δ_{max} nas variantes de WO4	86
Quadro 4.46 – Avaliação dos limites de aumento percentual do vão do modelo DX2	92
Quadro 4.47 – Avaliação dos limites de aumento percentual do vão do modelo WO4	93

1

Introdução

1.1. MOTIVAÇÃO

Ao longo da história da Engenharia Civil vários sistemas estruturais foram propostos e utilizados perspetivando sempre a melhor eficiência de modo a oferecer respostas competentes aos diversos fatores influentes no processo construtivo.

De entre os diferentes sistemas estruturais usados em edifícios destaca-se a recorrente preferência a sistemas estruturais de Betão Armado com painéis de enchimento de alvenaria, desde logo, pelas vantagens associadas aos painéis tais como efeitos de conforto térmico e/ou acústico, funções de compartimentação e proteção ao exterior, sendo que, um painel pode exercer uma ou mais destas funções. Esta tipologia, como referido, está presente em edifícios de diferentes funções e desempenho (comercial, industrial ou residencial) e em diversos países, inclusive, países com uma atividade sísmica considerável.

Devido aos vários sismos que ocorreram no passado (e.g. L'Áquila - Itália, 1999, Sichuan - China, 2008, Nepal 2015) e dos seus posteriores estudos, surge a necessidade do estudo da influência das paredes de alvenaria nos sistemas estruturais contrariando o caráter apenas arquitetónico que lhes eram atribuídos anteriormente na análise estrutural. A simplificação desta análise, não incluindo a contribuição estrutural de painéis de alvenaria, baseia-se na justificação que os painéis têm uma contribuição favorável para ações verticais (gravíticas), estando a sua não inclusão do lado da segurança. No entanto, esta simplificação pode não estar correta em relação a ações induzidas pela atividade sísmica. Estudos desenvolvidos indicam que os painéis de enchimento de alvenaria têm influência na capacidade de deslocamento da estrutura, na rigidez lateral da mesma e na capacidade de dissipação de energia da estrutura, sendo, portanto, incorreto a sua redução somente a características não estruturais.



Figura 1.1 - a) Sismo de L'Aquila, 2009

b) Sismo de Nepal, 2015

c) Sismo de Sichuan, 2008

(Varum, H. [et al.], 2011)

A interação entre betão armado e as paredes de alvenaria tem sido alvo de estudo, tendo sido desenvolvidos modelos físicos e numéricos que analisassem e caracterizassem o comportamento dos elementos envolvidos. Os modelos físicos, embora sejam considerados ideais para uma melhor perceção do comportamento complexo das referidas estruturas quando expostas a ação sísmica, acarretam um custo elevado com a desvantagem da impossibilidade de serem reensaiados nas condições iniciais após rotura. Com estas implicações, os modelos físicos não são viáveis para uma aplicação em larga escala.

Os modelos numéricos assumem-se como principal alternativa para representarem a complexidade do sistema estrutural referido e expor os diferentes modos de rotura possíveis aquando de diferentes solicitações. Atualmente, existem modelos numéricos para simular o comportamento de pórticos de betão armado com painéis de enchimento em alvenaria que são competentes na representação do seu comportamento não linear e na previsão da sua resistência, rigidez e mecanismos de rotura, revelando-se válidos quando confrontados com dados experimentais disponíveis.

Na realização deste trabalho incidiu-se, contudo, sobre uma subcategoria de sistema de pórticos de betão armado com painéis de enchimento com aberturas, sendo que estas podem referir-se a portas ou a janelas e podem ser localizadas em partes distintas da parede de enchimento. A presença de aberturas, tanto janelas como portas, na parede de enchimento é comumente utilizado na área de construção e tem influência direta no comportamento estrutural do sistema e nos correspondentes mecanismos de rotura. Consequentemente torna-se necessária a investigação pormenorizada desta subcategoria.

Neste contexto, o trabalho desenvolvido na presente dissertação aborda o comportamento de sistemas de pórticos de betão armado parcialmente preenchidos com painéis em alvenaria sujeitos a ações laterais, incidindo nos seguintes objetivos:

Analisar a possibilidade de utilizar modelos de elementos finitos detalhados sujeitos a ações monotónicas para prever as principais características da curva envolvente do comportamento cíclico destes sistemas estruturais. Esta curva envolvente é um elemento necessário para calibrar modelos de simulação mais simples destas estruturas, tais como os micro-modelos descritos no capítulo 2.

Analisar as alterações na curva de comportamento destas estruturas quando a sua geometria é ligeiramente modificada, nomeadamente, a sua largura.

1.2. ESTRUTURA DA TESE

O trabalho desenvolvido divide-se em vários capítulos que visam contextualizar sobre o comportamento estrutural do sistema em causa e dos vários parâmetros e fenómenos a que lhe está associado.

No decorrer do segundo capítulo procura-se, de forma breve, reforçar o esforço que tem sido desenvolvido com o decorrer dos anos, com ensaios experimentais datados desde a década de 1950 e referindo resumidamente os modelos numéricos que têm revelado ser uma ferramenta útil para a investigação e que requerem um maior ou menor esforço computacional consoante o nível de detalhe que lhes é atribuído. Mencionam-se também os diferentes mecanismos de falha expectáveis neste tipo de estruturas, sobretudo, quando exposto a ações horizontais (realçando-se a atividade sísmica). De forma geral, abordam-se fatores relativos a pórticos com painéis de enchimento sem aberturas, para a melhor e mais fácil perceção das particularidades associadas aos painéis com aberturas que são o foco da presente dissertação.

No terceiro capítulo prossegue-se com a descrição dos modelos físicos aqui investigados e a descrição dos modelos numéricos associados a estes, bem como, o objetivo de estudo e as particularidades dos carregamentos estudados, no caso, carregamentos cíclicos e monotónicos.

O quarto capítulo aborda os resultados obtidos das simulações numéricas aos modelos descritos no capítulo 3, quando sujeitos a carregamentos monotónicos e prossegue com a correspondente descrição e discussão dos mesmos

O último capítulo fica assim reservado às conclusões quanto à validade das simulações numéricas realizadas e últimas considerações relativamente ao tema investigado.

2

Enquadramento Geral do Estudo Desenvolvido

2.1. INTRODUÇÃO

Para uma melhor contextualização do presente estudo sobre os sistemas de pórticos de betão armado com painéis de enchimento com aberturas, este capítulo retrata os esforços de vários investigadores para o desenvolvimento de diversos modelos simplificados e detalhados que visam a representação do comportamento estrutural no plano e os mecanismos de falha deste tipo de sistemas. Este enquadramento evidencia a complexidade envolvida no referido estudo e as limitações e vantagens associadas às abordagens referidas.

Realça-se a necessidade de abordar numa primeira fase os diferentes aspetos relativos a pórticos de betão armado completamente preenchidos por painéis de alvenaria, isto é, sem aberturas (janelas ou portas) para, numa segunda fase, destacar as abordagens existentes para a análise do comportamento estrutural de pórticos que apresentem aberturas no painel de enchimento.

2.2. MODOS DE ROTURA NO PLANO DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO COM PAINÉIS DE ENCHIMENTO

Para a simulação numérica de pórticos de betão armado com painéis de enchimento de alvenaria, é pertinente o conhecimento e a categorização dos diferentes modos de rotura verificados através de sismos já registados ou ensaios físicos realizados por investigadores ao longo do tempo. Este conhecimento dos mecanismos de rotura destes sistemas aumenta a compreensão do comportamento dos pórticos com enchimento e, conseqüentemente, melhora as capacidades inerentes à modelação e análise.

Devido à heterogeneidade presente nos materiais do painel de enchimento, os mecanismos de rotura associados ao mesmo apresentam uma grande variedade. Consta-se este aspeto, na categorização em 24 mecanismos de falha diferentes de pórticos de betão armado com pórticos de enchimento feita por Mehrabi (Mehrabi, A.B. [et al.], 1994).

Diversos ensaios experimentais foram levados a cabo com o objetivo de simplificar a análise destes sistemas estruturais, de entre estes, destacam-se Stavridis (2009) (Stavridis, A., 2009) e El-Dakhakni (2003) (El-Dakhakni, W.W. [et al.], 2003). Salienta-se, contudo, o fato de nesta fase o estudo incidir sobretudo em pórticos completamente preenchidos pelo painel, apresentando, portanto, algumas diferenças no comportamento quanto aos pórticos com painéis com aberturas que serão o foco desta dissertação.

Stavridis (2009) (Stavridis, A., 2009) categoriza as roturas no plano deste tipo de sistemas em três grupos principais, representados na figura 2.1:

- Fendilhação diagonal no painel de enchimento com rotura por corte ou formação de rótulas plásticas nos pilares (a formação de rótulas plásticas acontece mais raramente). Este modo de

rotura ocorre tipicamente em pórticos pouco resistentes e não dúcteis e com painéis de enchimento resistentes

- Deslizamento horizontal da alvenaria com roturas por flexão ou por corte nos pilares. Em alguns casos também pode verificar-se o esmagamento do painel de enchimento. Este modo está relacionado com painéis de enchimento pouco resistentes, porém, com pórticos resistentes e dúcteis ou mesmo pórticos pouco resistentes.
- Esmagamento do canto do painel de enchimento com roturas por flexão nos pilares. Ocorre geralmente em pórticos dúcteis e resistentes que apresentem igualmente painéis de enchimento resistentes.

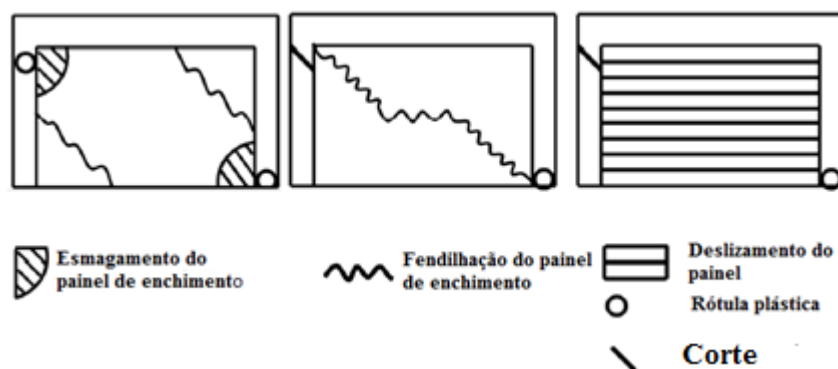


Figura 2.1 - Mecanismos de rotura de pórticos com enchimento definidos por Stavridis (2009) (Stavridis, A., 2009)

Com base em dados provenientes da análise numérica e ensaios experimentais realizados por outros pesquisadores, El-Dakhakni (2003) (El-Dakhakni, W.W. [et al.], 2003) classifica os mecanismos de falha de pórticos de betão armado com painéis de enchimento em 5 categorias diferentes que estão ilustradas na figura 2.2.

- Esmagamento de canto (“Corner Crushing” CC)
- Rotura por deslizamento das juntas horizontais de argamassa (“Sliding Shear” SS)
- Compressão Diagonal (“Diagonal Compression” DC)
- Fendilhação Diagonal (“Diagonal Cracking” DK)
- Rotura no pórtico envolvente (“Frame Failure” FF)

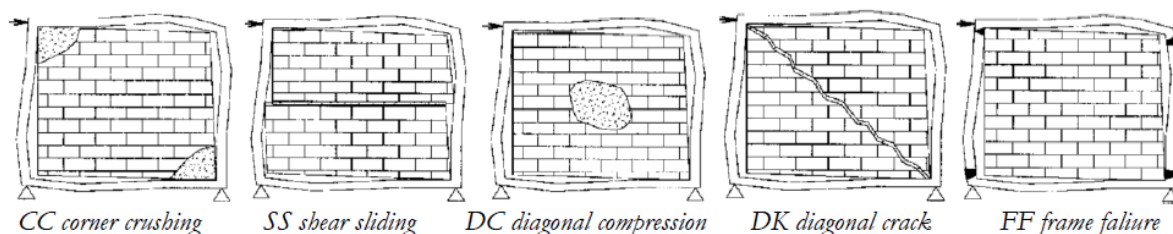


Figura 2.2 – Mecanismos de rotura identificados por (El-Dakhakni, W.W. [et al.], 2003)

Contudo, apenas o esmagamento de canto e a rotura por deslizamento das juntas horizontais têm maior importância prática. A compressão diagonal ocorre raramente, pois requer uma esbelteza elevada do painel de enchimento de modo a que o carregamento no plano provoque encurvadura fora do plano do painel. Tal característica não é usual nos painéis de enchimento. A fendilhação diagonal ocorre devido à tração, mas é suavizada pela capacidade do painel de enchimento de suportar cargas adicionais após a fendilhação. A análise da rotura no pórtico envolvente tem particular importância quando se estuda estruturas já existentes que exibam vulnerabilidades estruturais.

Como já apontado, a existência de aberturas nos painéis de enchimento influencia o comportamento estrutural do painel de enchimento, influenciando também os modos de rotura expectáveis. Ensaios experimentais realizados concluem que independentemente da tipologia (porta ou janela) e localização da abertura, identifica-se uma rotura por deslizamento de juntas horizontais na zona superior à abertura. Constata-se ainda que a presença de uma abertura na diagonal do painel de enchimento elimina os modos de rotura por compressão diagonal e por fendilhação diagonal, pois não permite que o painel funcione como uma escora diagonal, hipótese que é referida e abordada mais à frente neste trabalho.

2.3. MODELOS FÍSICOS E DADOS EXPERIMENTAIS

Embora os referidos inconvenientes apresentados relativamente a ensaios físicos, destacando-se o elevado custo a que a estes estão associados, é inegável que idealmente são uma alternativa válida para análise e caracterização do estudo de sistemas de pórticos de betão armado com painéis de enchimento de alvenaria. A abordagem através de modelos físicos é a mais fiável e, portanto, a que melhor reproduz o comportamento destes sistemas estruturais. Consequentemente, para além de constituírem um método eficaz para obtenção de resultados de análise, também auxiliam como base de dados para a calibração da modelação numérica.

Os ensaios físicos com o intuito de auxiliar os estudos desenvolvidos têm sido realizados já há aproximadamente seis décadas, dos quais se referem alguns seguidamente de forma cronológica. (Mohamed, H., 2016)

- Polyakov (1956) é o responsável pelos primeiros ensaios experimentais de que se tem registo. Objetivava clarificar a interação entre painéis de enchimento de alvenaria e pórticos, recorrendo para esse fim a ensaios experimentais em pórticos de aço com painéis de enchimento de alvenaria o que lhe permitiu concluir que o funcionamento de painéis de enchimento se assemelha a bielas de compressão diagonais. Esta observação influenciou vários estudos que decorreram posteriormente e o modelo de escoras será abordado nas secções seguintes.
- Fiarato (1970) (Fiarato, A.E. [et al.], 1970) executa ensaios com carregamentos monotónicos em vinte e sete pórticos de betão armado, todos à escala reduzida de 1:8, realçando-se as diferenças entre os diferentes modelos ensaiados. Nesse sentido, os modelos apresentam diferenças relativamente ao número de pisos, número de vãos, disposições de armadura, qualidades de betão e tipologias de aberturas nas paredes. Os ensaios realizados possibilitam concluir que os pórticos de betão armado com painéis de enchimento de alvenaria caracterizam-se por maior capacidade resistente e rigidez, todavia, apresentam menor ductilidade relativamente a pórticos de betão armado sem enchimento. Esta observação já tinha sido referida e confirmada por ensaios anteriores a este.
- Buonopane (1999) (Buonopane, S. and White, R., 1999) realiza um teste pseudo-dinâmico em pórticos de betão armado à escala 1:2 e com duas aberturas no segundo piso. O estudo referido conclui que o desenvolvimento de escoras de compressão ocorre para valores

baixos de carregamentos. Todavia, para carregamentos com forças elevadas há um decréscimo da contribuição das escoras diagonais e verifica-se uma mudança da distribuição de tensões devido ao deslizamento nas juntas horizontais em diferentes zonas da parede de enchimento. Esta mudança da distribuição de tensões implica a necessidade duma nova configuração na modelação simplificada em alternativa à escora diagonal única.

- Lee (2002) (Lee, H.S. and S.W.Woo, 2002) conduz ensaios monotónicos estáticos e dinâmicos em pórticos de betão armado não dúcteis com painéis de enchimentos (os pórticos têm 3 pisos e 2 vãos). A análise dos resultados constata o aumento significativo da rigidez, capacidade resistente e da força de inércia (devido a maior massa) dos pórticos com enchimento relativamente aos pórticos desprovidos do mesmo. Conclui conjuntamente que a capacidade de deformação de pórticos com enchimento é aproximadamente igual à dos pórticos sem qualquer enchimento e que o aumento da força de inércia é menor do que o aumento da capacidade resistente, existindo uma melhor resposta estrutural de pórtico com enchimento em termos de rigidez e de capacidade resistente. Os pórticos desprovidos de enchimento experienciam um mecanismo de falha denominado de “soft storey” devido à formação de rótulas plásticas nos pilares, à medida que, os pórticos com enchimento experienciam uma rotura por corte na base dos pilares. O mecanismo de soft storey consiste na concentração do deslocamento num determinado piso onde existe irregularidade a nível da rigidez podendo dar origem ao colapso do mesmo.
- A contribuição de Mehrabi (1994) (Mehrabi, A.B. [et al.], 1994) auxiliou vários investigadores na calibração numérica dos seus modelos devido à abrangência de dados disponíveis para o desenvolvimento de modelos refinados de elementos finitos e à explicação experimental dos mecanismos de rotura verificados. Foram 12 modelos ensaiados, todos à escala reduzida de $\frac{1}{2}$ e com um piso e vão único. Além disso, os modelos incluíram diferentes materiais para os painéis de enchimento, processos de carregamento e disposições de armadura. Mais uma vez os ensaios evidenciam o aumento da capacidade resistente e da rigidez em pórticos com preenchimentos.
- Kakaletsis (2008) e Kakaletsis (2009) (Kakaletsis, D., 2009, Kakaletsis, D.J. and Karayannis, C.G., 2008) apresentam um conjunto de ensaios de carregamentos cíclicos horizontais até atingir um drift de 4% em modelos à escala 1:3, com um piso e vão único. Os modelos incluem alvenarias diferentes, diferentes tipologias de aberturas e localizações das mesmas e pórticos sem aberturas. Os resultados revelam que pórticos de betão armado com aberturas podem ter um impacto positivo significativo no desempenho de pórticos de betão armado e é novamente constatada uma maior rigidez e capacidade resistente nos pórticos com painéis de enchimento relativamente aos pórticos desprovidos do mesmo.

De forma geral, é perceptível a complexidade envolvida no desenvolvimento de ensaios experimentais devido à variedade de parâmetros e fenómenos a considerar. Contudo, destacam-se as seguintes observações.

Através dos ensaios destacados, é possível concluir que, independentemente, dos materiais utilizados, os painéis de enchimento conferem ao sistema estrutural uma maior capacidade resistente e rigidez relativamente ao pórtico sem painel de enchimento. Esta observação é reforçada em vários ensaios. Além disso, como destacado por Polyakov (1956), o painel de enchimento tem um comportamento semelhante a uma biela de compressão diagonal. Porém, para carregamentos elevados, a contribuição

da escora diagonal decresce e constata-se uma mudança da distribuição de tensões devido ao deslizamento nas juntas horizontais do painel em diferentes zonas (conclusão de Buonopane (Buonopane, S. and White, R., 1999)). Os pórticos com painéis de enchimento possuem maior capacidade de dissipação de energia e maior capacidade de amortecimento (Fiorato (1970) (Fiorato, A.E. [et al.], 1970)). Todavia, também apresentam um decréscimo da ductilidade disponível. O aumento de capacidade resistente e de inércia aliado ao referido decréscimo de ductilidade pode causar um efeito positivo ou negativo no comportamento estrutural do sistema, dependendo da intensidade do sismo. Salienta-se ainda, que os pórticos com painéis de enchimento comportam uma capacidade de deformação aproximadamente igual à dos pórticos de betão armado desprovidos de painéis de enchimento.

Realça-se que os modelos descritos e estudados na presente dissertação, em capítulos que se seguem têm como base os ensaios realizados por Kakaletsis (2008) e Kakaletsis (2009) (Kakaletsis, D., 2009, Kakaletsis, D.J. and Karayannis, C.G., 2008).

2.4. MODELOS NUMÉRICOS

Os estudos do comportamento estrutural baseados em modelação numérica assumem um papel relevante, pois constituem alternativas válidas aos ensaios físicos. Como já referido, estes envolvem custos elevados nos seus procedimentos devido à variação de propriedades de materiais, técnicas de construção e geometria dos modelos ensaiados, não sendo por isso uma prática viável para utilizar em larga escala, embora sejam idealmente preferenciais.

Contudo, as modelações numéricas também são confrontadas com a necessidade de calibração dos modelos de modo a que tenham um equilíbrio entre o rigor dos resultados apresentados e o esforço computacional requerido.

Muitos investigadores desenvolveram durante as últimas décadas modelos numéricos que simulassem o comportamento estrutural de pórticos com painéis de enchimento. Refere-se em seguida duas principais abordagens: modelos de elementos finitos refinados, também conhecidos como micromodelos, e modelos simplificados baseados em escoras ou macro-modelos.

2.4.1. Modelos de Elementos Finitos Refinados

Os modelos de elementos finitos têm vindo a demonstrar serem ferramentas competentes na simulação do comportamento dos pórticos com painéis de enchimento de alvenaria. A complexidade desta modelação advém sobretudo do comportamento altamente não linear do sistema estrutural analisado e da existência de materiais como a argamassa que envolvem especificidades especiais na sua modelação. Neste processo requer-se a modelação dos elementos do pórtico (de betão armado ou de aço), dos tijolos de alvenaria, da interação existente entre os tijolos e o pórtico adjacente e da interação existente entre os tijolos.

A modelação das paredes de alvenaria categoriza-se em três grupos: modelos micro contínuos, meso-contínuos e macro contínuos. A categorização faz-se conforme o nível de precisão do modelo e a representação dos materiais e das interações entre os mesmos.

Nos modelos micro contínuos as juntas de tijolos e argamassas são modeladas como elementos contínuos e a interação entre ambas é feita recorrendo a elementos de contacto/interface. O comportamento de ambos os elementos contínuos e dos elementos de contacto é definido pelas relações não lineares de tensões e deformações. Esta modelação permite um maior rigor na representação dos mecanismos de rotura expectáveis. Todavia, requer uma enorme quantidade de dados e um grande esforço computacional não sendo, portanto, adequado a modelos estruturais complexos (geralmente recorre-se para o estudo de modelos de vão e piso único).

Nos modelos meso-contínuos os tijolos de alvenaria são modelados através de elementos contínuos, porém, juntas de argamassa e as suas interfaces com os tijolos são modeladas em conjunto como um único elemento de interface. Assim sendo, os modelos meso contínuos apresentam um menor nível de detalhe, mas uma maior rapidez de cálculo da resposta estrutural. Os dados provenientes de ensaios experimentais demonstram que a fendilhação diagonal de painéis de enchimento geralmente ocorre através de juntas verticais e juntas horizontais. Contudo, há casos em que a fendilhação ocorre verticalmente entre os tijolos, possivelmente devido ao efeito de dilatação das juntas de argamassa. Logo, para representar este mecanismo podem incluir-se modelos de interfaces verticais entre tijolos.

Geralmente recorre-se à modelação macro contínua para estudos preliminares devido ao seu baixo esforço computacional. Nestas modelações o comportamento de tijolos, da argamassa e das interfaces entre ambos é modelado como um único elemento contínuo com propriedades de materiais equivalentes.

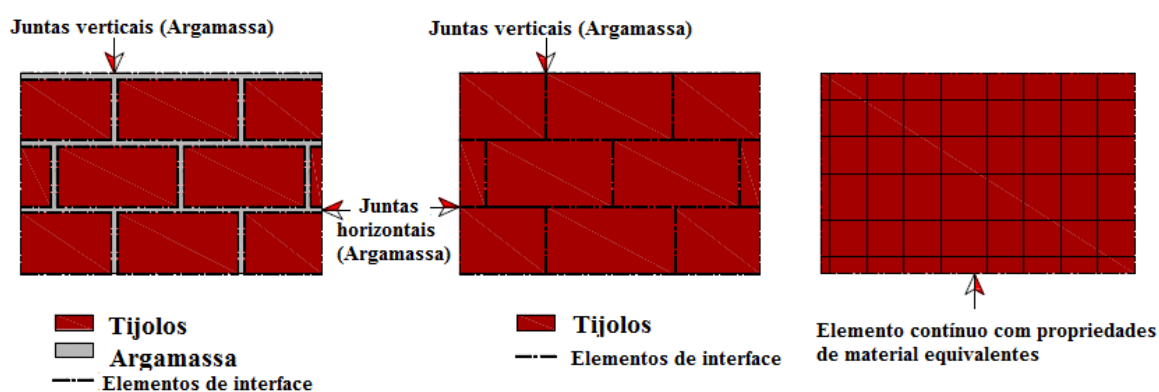


Figura 2.3 - Modelos contínuos para painéis de alvenaria (Mohamed, H., 2016)

2.4.2. Modelos de escoras

Como já validado por estudos prévios suportados por dados experimentais, a modelação com recurso a escoras diagonais representa uma das abordagens mais práticas para representar o comportamento de painéis de alvenaria sujeitos a ações horizontais e para avaliação do comportamento do sistema estrutural.

A modelação através de elementos finitos refinados revela-se complexa devido à já referida variedade de parâmetros e fenómenos envolvidos e à incerteza associada a estes, para além do comportamento altamente não linear revelado nesta modelação. Assim sendo, para a análise de estruturas mais complexas recorre-se a abordagens mais simplificadas como a modelação por sistema de escoras.

Esta modelação consiste na substituição do painel de enchimento por um sistema de escoras diagonais equivalente. Com esse propósito torna-se necessário definir as propriedades das escoras tais como: a largura, o número de escoras necessário e a sua rigidez. Estas propriedades requeridas variam consoante o tipo de análise efetuado (análise linear ou não linear) e o procedimento de carregamento do sistema estrutural (carregamento sísmico ou monotónico).

No caso de uma análise linear elástica é necessário o módulo de elasticidade do sistema de escoras e as propriedades geométricas do mesmo (e.g. a largura da secção e o comprimento). Por outro lado, para uma análise não linear será necessário o conhecimento aprofundado das relações entre deslocamentos e forças das escoras. Relativamente ao procedimento de carregamento, a complexidade das propriedades de escoras necessárias é maior no caso de um carregamento cíclico, comparativamente a um carregamento estático.

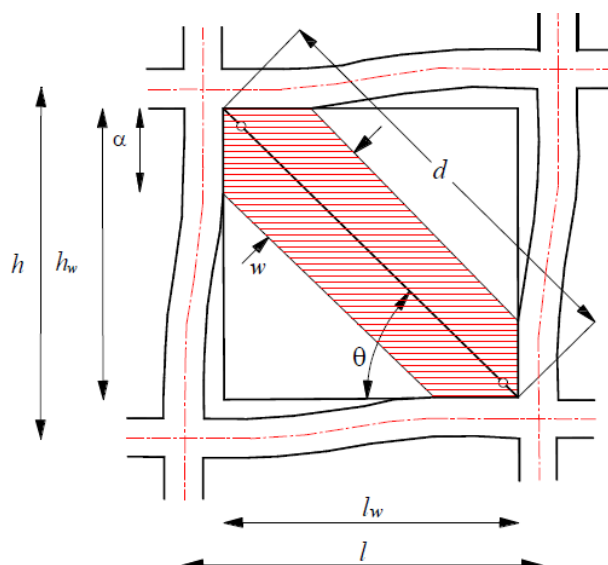


Figura 2.4 - Escora diagonal (Mohamed, H., 2016)

O modelo de escora, pode consistir numa escora única que liga os dois cantos carregados do pórtico ou recorrendo a sistema de escoras múltiplas. É possível concluir através de vários estudos realizados com o propósito de afinar o modelo de escoras que macro modelos mais complexos recorrendo a um sistema com escoras adicionais e modificando as disposições das mesmas pode conduzir a melhores representações do comportamento de interação entre o painel e pórtico envolvente. Todavia, está associada a estas modelações uma complexidade considerável e consequentemente a sua implementação em softwares comerciais de elementos finitos é menos viável. Por outro lado, os modelos de escora única demonstram ser eficientes na representação da contribuição estrutural do painel para o comportamento global da estrutura devido à sua simplicidade, e a sua implementação em softwares comerciais de elementos finitos é facilmente adotada. A desvantagem associada ao modelo de escora única está associada ao facto de não permitir capturar completamente a interação entre o painel e o pórtico envolvente no que toca à distribuição de momentos de flexão e de esforços transversos pelos elementos do pórtico (Buonopane, S. and White, R., 1999).

Dividem-se em duas as metodologias existentes para definição das propriedades dos modelos de escora no plano segundo (Tucker, C.J., 2007). A primeira designa-se por Método da Rigidez e consiste na estimação da contribuição estrutural do painel de enchimento baseando-se na formação da área de compressão ao longo do painel e a segunda consiste na definição das propriedades de escora através da quantificação das forças laterais suportadas pela parede de enchimento e designa-se por Método da Resistência.

2.4.2.1. Método da Rigidez

O Método da Rigidez consiste na estimação das propriedades geométricas da escora e na posterior associação das mesmas a propriedades equivalentes de material. Desta forma avalia a contribuição estrutural do painel de enchimento baseando-se na formação de uma área de compressão ao longo do mesmo e define a sua capacidade lateral.

O raciocínio por trás da abordagem através deste método consiste, portanto, em estabelecer propriedades geométricas da escora e combinar com um modelo equivalente representando o material de alvenaria de modo a obter um elemento capaz de simular o comportamento estrutural do painel de enchimento.

Cronologicamente, as abordagens apontadas para a definição das propriedades geométricas são diversas e serão seguidamente referidas algumas das propostas empíricas de forma resumida. As expressões referidas em seguida são utilizadas frequentemente devido à sua simplicidade.

Holmes (1961) (Holmes, M., 1961) propõe um modelo de escora linear que consiste na substituição do painel de enchimento por uma escora diagonal com o mesmo material e a mesma espessura do painel. A largura da escora w é determinada através da expressão (2.1), em que, d é o comprimento diagonal do painel de enchimento como representado na Figura 2.4.

$$w = \frac{1}{3}d \quad (2.1)$$

Mainstone em (Mainstone, R.J., 1971, Mainstone, R.J., 1974) propôs duas expressões empíricas baseando-se em ensaios em pórticos com materiais diferentes para os painéis de enchimento (tijolos e betão). A investigação abordava todas as variáveis expectáveis de apresentarem uma influência significativa na contribuição estrutural do painel de enchimento para a capacidade resistente de edifícios de vários pisos quando expostos a uma solicitação lateral. A expressão (2.2) refere-se a situações em que o coeficiente de rigidez, λ_h , assume um valor entre 4~5 e a expressão (2.3) quando λ_h é superior a 5. E_I representa o módulo de elasticidade da alvenaria, t é espessura da parede efetiva, θ é o ângulo de inclinação da escora em relação ao plano horizontal, h_w é a altura do painel de enchimento, E é o módulo de elasticidade do pórtico e I é o momento de inércia dos pilares.

$$w = 0.175d\lambda_h^{-0.4} \quad \text{Tijolo} \quad (2.2)$$

$$w = 0.16d\lambda_h^{-0.3} \quad \text{Tijolo} \quad (2.3)$$

$$w = 0.16d\lambda_h^{-0.3} \quad \text{Betão} \quad (2.4)$$

$$w = 0.16d\lambda_h^{-0.3} \quad \text{Betão} \quad (2.5)$$

$$\lambda_h = \lambda h_w \quad (2.6)$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_I t \sin 2\theta}{4EI h_w}} \quad (2.7)$$

Para alvenaria não reforçada, os modelos de escora representam de forma aceitável a rigidez inicial e o comportamento do painel antes da ocorrência de fendilhação significativa das juntas horizontais da alvenaria. Hendry (1990) (Hendry, A., 1990) relaciona a largura da escora, w , com os comprimentos de contacto através da expressão (2.8). Em que, α_h e α_l , são os comprimentos de contacto horizontal e vertical, respetivamente, entre o pórtico e a alvenaria E_I representa o módulo de elasticidade da alvenaria, θ é o ângulo de inclinação da escora em relação ao plano horizontal, E é o módulo de elasticidade do pórtico e I é o momento de inércia do pilar em (2.9) e da viga em (2.10), t é a espessura do painel de enchimento, h_w é a altura do painel de enchimento e l_w é o comprimento do painel de enchimento.

$$w = 0.5\sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_l^2} \quad (2.8)$$

$$\alpha_h = \frac{\pi^4}{2} \sqrt{\frac{4(EI)^* h_w}{E_I t \sin 2\theta}} \quad (2.9)$$

$$\alpha_l = \frac{\pi^4}{2} \sqrt{\frac{4(EI)^* l_w}{E_I t \sin 2\theta}} \quad (2.10)$$

O quadro 2.1 apresenta outras abordagens propostas por outros investigadores no decorrer dos anos relativamente à quantificação da largura da escora diagonal equivalente.

Quadro 2.1 – Outras expressões para o Método de Rigidez

Modelo	Expressão	Notas adicionais
Te-Chang (1984) (Te-Chang, L. and Kwok-Hung, K., 1984)	$w = \frac{0.95 h_w \cos \theta}{\sqrt{\lambda_h}}$	Θ é o comprimento diagonal do painel
Decanini (1987) (Decanini, L.D. and Fantin, G.E., 1987)	$w = \begin{cases} \left(\frac{0.748}{\lambda_h} + 0.085 \right) d & \text{se } \lambda_h \leq 7.85 \\ \left(\frac{0.393}{\lambda_h} + 0.130 \right) d & \text{se } \lambda_h > 7.85 \end{cases}$	
Moghaddam (1988) (Moghaddam, H. and Dowling, P., 1988)	$w = \frac{1}{6} d$	
Paulay (1992) (Paulay, T. and Priestley, M.J.N., 1992)	$w = \frac{1}{4} d$	
Durrani (1994) (Durrani, A.J. and Luo, Y.H., 1994)	$w = \gamma d \sin(2\theta)$	$m = 6 \left(1 + \frac{6E_b I_b h}{\pi E_c I_c L} \right)$ $\gamma = 0.32 \left[\frac{h^4 E_w t_w}{m E_c I_c h_w} \right]^{-0.1} [\sqrt{\sin 2\theta}]$

Nota: d é o comprimento diagonal da escora, h_w é a altura do painel de enchimento, Θ é o ângulo de inclinação da escora em relação ao plano horizontal, λ_h é o coeficiente de rigidez, E_c é o módulo de elasticidade do pilar, E_b é o módulo de elasticidade da viga, I_c é o momento de inércia do pilar, I_b é o momento de inércia da viga, t_w é a espessura da parede efetiva e E_w é o módulo de elasticidade da parede de alvenaria

Estudos que reviram os procedimentos baseados na rigidez concluíram que o princípio de que um painel de enchimento funciona como um membro de área constante sujeito a cargas de compressão ao longo do seu histórico de carregamento conduz a erros consideráveis na previsão da capacidade resistente

lateral máxima e da rigidez inicial do painel (Crisafulli, F. and A.Carr, 2007, Crisafulli, F.J., 1997). Este erro advém do facto de não serem contabilizadas as mudanças na geometria da área carregada do painel de alvenaria ao longo do seu histórico de carregamento. Recorrendo a simulações numéricas foi possível testar as expressões aqui referidas e os resultados apontam a um decréscimo da área da escora quando os deslocamentos laterais aumentam (Mohamed, H., 2016). Esta redução na área de compressão está relacionada com a redução do comprimento de contacto entre o painel de enchimento e o pórtico envolvente como ilustra a figura 2.5.

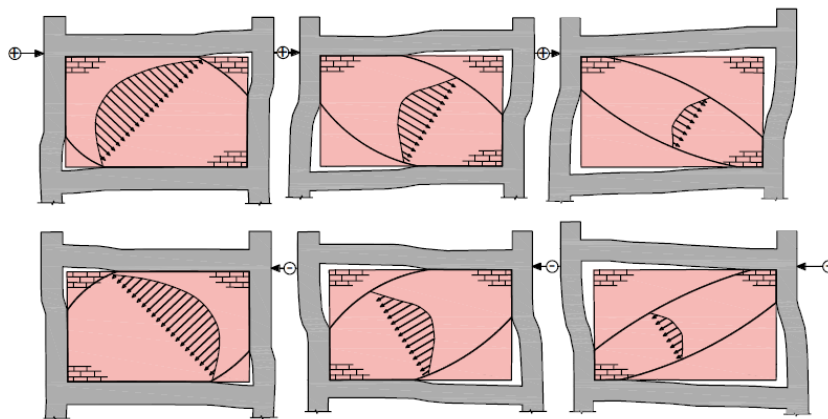


Figura 2.5 - Variação da área carregada efetiva do painel de enchimento com o aumento dos deslocamentos laterais (Mohamed, H., 2016)

2.4.2.2. Método da Resistência

O Método da Resistência, contrariamente ao método da rigidez, procura definir primeiramente as relações entre forças e deslocamentos do painel de enchimento para posteriormente associar estas mesmas relações à área da escora e, deste modo, definir o comportamento estrutural do painel.

À semelhança dos métodos da rigidez, há vários procedimentos empíricos que regem a determinação dessas relações entre forças/deslocamentos e que vêm sendo aperfeiçoados com o passar dos anos.

Destacam-se neste trabalho as relações trilineares apontadas por alguns investigadores que providenciam uma descrição completa das relações entre forças e deslocamentos usando expressões explícitas, facto este que levou a que muitos estudos de análise deste tipo de estrutura recorressem a estas expressões aqui apontadas.

A figura 2.6. apresenta relações trilineares entre forças e deslocamentos propostos por Dolšek (Dolšek, M. and Fajfar, P., 2008) , Panagiotakos (Panagiotakos, T. and Fardis, M., 1996) e Bertoldi (Bertoldi, S. [et al.], 1993) respetivamente. Estes gráficos descrevem a evolução da força lateral suportada pelo painel de enchimento e os correspondentes deslocamentos. As expressões para definir estas relações trilineares são baseadas em análises de regressão ou adotam e combinam expressões previamente existentes para uma representação mais realística. Alguns parâmetros estão definidos na figura (2.4).

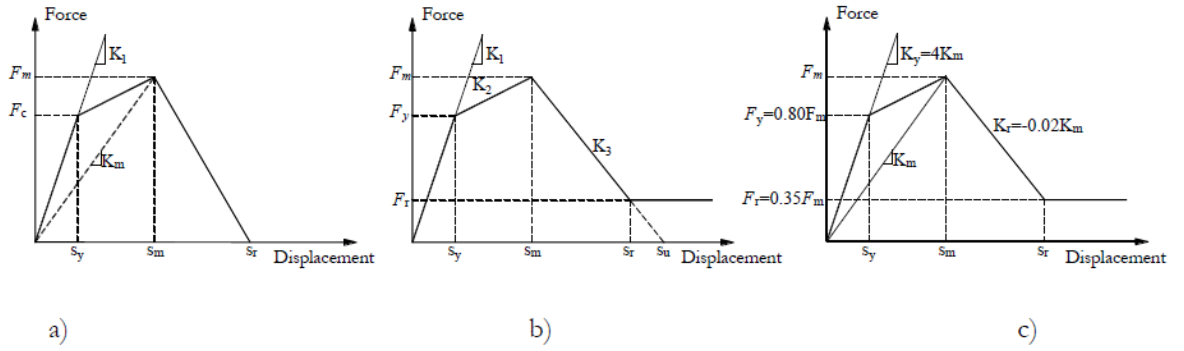


Figura 2.6 - Relações trilineares descritas por a) Dolšek (Dolšek, M. and Fajfar, P., 2008) b) Panagiotakos (Panagiotakos, T. and Fardis, M., 1996) c) Bertoldi (Bertoldi, S. [et al.], 1993)

Dolšek (Dolšek, M. and Fajfar, P., 2008) através das expressões (2.11) e (2.12) define a força máxima (F_m) e a rigidez inicial (K_1), onde f_{tp} é a resistência à tração do painel avaliado por um ensaio de compressão diagonal e G_w é o módulo de elasticidade transversal do painel de enchimento. Caso os dados experimentais relativos não estejam disponíveis, as expressões (2.13) e (2.14) são utilizadas para avaliar estes parâmetros. É também assumido que o rácio entre a força máxima e a força de fendilhação é de 0.6, o drift s_m/L_d correspondente à máxima força é de 0.2% (L_d é o comprimento diagonal do painel de enchimento). A força residual é zero e o drift correspondente s_r/L_d é de 1%. Nota: f'_m é a resistência à compressão de alvenaria em MPa

$$F_m = 0.818 \frac{L_w t_w f_{tp}}{C_1} \left(1 + \sqrt{C_1^2 + 1} \right) \text{ onde } C_1 = 1.925 \frac{L_w}{h_w} \quad (2.11)$$

$$K_1 = \frac{G_w L_w t_w}{h_w} \quad (2.12)$$

$$f_{tp} = 0.17 \sim 0.38 \sqrt{f'_m} \quad (2.13)$$

$$G_w = 0.40 E_m \quad (2.14)$$

Panagiotakos (Panagiotakos, T. and Fardis, M., 1996) baseia-se em dados experimentais de ensaios cíclicos realizados em painéis de enchimento de alvenaria à escala real para a definição das relações trilineares. A rigidez inicial é também calculada através da expressão (2.12), a força de cedência através da equação (2.15), a rigidez K_2 é definida pela expressão (2.16), onde d representa o comprimento diagonal do painel e b_w representa a largura da escora.

$$F_y = f_{tp} t_w L_w \quad (2.15)$$

$$K_2 = \frac{E_m b_w t_w}{d} \quad (2.16)$$

$$b_w = 0.175 d \lambda_h^{-0.40} \quad (2.17)$$

Por fim, Bertoldi (Bertoldi, S. [et al.], 1993) baseia-se em análises de comportamento sísmico em pórticos diferentes, e define a rigidez inicial como o quadruplo de K_m , definido em (2.18) e a força máxima lateral é avaliado conforme (2.19) considerando a mínima força resultante de 4 situações possíveis de modos de rotura do painel: esmagamento no centro do painel, esmagamento no canto do painel, deslizamento nas juntas horizontais de argamassa e tração diagonal. K_m é a rigidez definida na Figura 2.6 c). Após a definição das quatro tensões de rotura, a força crítica diagonal é obtida através da expressão (2.19) em que b_w é a largura da escora avaliada de acordo com (Uva, G. [et al.], 2012) com a expressão proposta por (Klingner, R.E. and Bertero, V.V., 1978) descrita na expressão (2.20). De acordo

com (Uva, G. [et al.], 2012), a força de cedência (F_y) é definida como $0.8 F_m$ e a força residual é definida como $0.35 F_m$.

$$K_m = \frac{E_m b_w t_w}{d} \cos^2 \theta \quad (2.18)$$

$$F_m = \min(\sigma_{centro}, \sigma_{canto}, \sigma_{deslizamento}, \sigma_{diagonal}) t_w b_w \quad (2.19)$$

$$b_w = 0.175 d (\lambda h_w)^{-0.4} \quad (2.20)$$

Em que σ_{centro} é a tensão de rotura por esmagamento no centro do painel, σ_{canto} é a tensão de rotura por esmagamento no canto do painel, $\sigma_{deslizamento}$ é a tensão de rotura por deslizamento das juntas horizontais de argamassa e $\sigma_{diagonal}$ é a tensão de rotura por tração diagonal.

Os métodos empíricos baseados na resistência são mais competentes na previsão da capacidade resistente lateral máxima e na rigidez inicial do painel de enchimento. Contudo, devido à variabilidade na previsão do comportamento do painel, está associado a este método uma certa incerteza. Esta variabilidade implicou que ensaios realizados para teste das expressões referidas conduzissem à conclusão de que embora em alguns modelos o método apresente estimativas razoáveis, em outros constata-se uma sobrestimação ou mesmo subestimação de alguns parâmetros, evidenciando a vulnerabilidade e incerteza que está associado a este método. (Mohamed, H., 2016)

2.5. MODELOS DE ESCORAS PROPOSTOS POR NORMAS E RECOMENDAÇÕES

Com base nas abordagens previamente discutidas, o comportamento estrutural dos painéis de enchimento de alvenaria quando sujeitos a carregamentos laterais já é englobado em algumas normas e recomendações, recorrendo a procedimentos baseados nos Métodos de Resistência.

Algumas recomendações internacionais estão resumidas no quadro 2.2, nomeadamente, a da Sociedade da Nova Zelândia para Engenharia Sísmica (NZSEE), o do Instituto de Betão Americano (ACI), a Associação Canadense de Produtores de Alvenaria e Betão (CCMPA) e a Sociedade Americana de Engenheiros Cíveis (ASCE). O quadro 2.2 apresenta as expressões para a definição da resistência ao corte e a rigidez inicial segundo estas recomendações.

Quadro 2.2 – Algumas recomendações internacionais

Regulamento	Modelo de escora equivalente	Modelo de Resistência
Expressão comum	$E_I = Cf'_m,$ $\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_I t \sin 2\theta}{4(EI)_{\text{pilar}} h_w}} h$	$A_{ni} = t_w l_w$
NZSEE (NZSEE, 2006)	$C = 700, w = 0.18d\lambda_h^{-0.4}$	$V_u \leq \begin{cases} 0.33lt_m\sqrt{f'_m} \\ 0.83A_{ni} \\ 0.41tl + 0.45p \end{cases}$
ACI-530 (ACI, 2011)	$C = 700, w = \frac{0.30}{\lambda \cos \theta}$	$V_u \leq \begin{cases} 3160A_{ni}\sqrt{f'_m}/1.5 \\ 2070A_{ni}/1.5 \\ 0.152tf'_m \end{cases}$
CCMPA (CCMPA, 2009)	$C = 850, w \leq \begin{cases} w_i/2 \\ d/4 \end{cases}$ $w_i = \sqrt{\alpha_l^2 + \alpha_h^2}$ $\alpha_h = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4(EI)_{\text{pilar}} h_w}{E_I t \sin 2\theta}}$ $\alpha_l = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4(EI)_{\text{viga}} l_w}{E_I t \sin 2\theta}}$	$V_u \leq \begin{cases} 0.85\chi\phi_m w(f'_m t) \\ 0.13\phi_m\sqrt{f'_m} d\gamma_g \\ 0.16\phi_m\sqrt{f'_m} t d_v / 1 - 0.9\phi_m \tan 2\theta \end{cases}$ $d_v = 0.80l_w$
ASCE 41-13 (ASCE, 2013)*	$C = 700,$ $k_1 = \frac{l_w t G_m}{h_w}$ $G_m = 0.40E_I$	$V_u \leq \begin{cases} 0.33lt_m\sqrt{f'_m} \\ A_{ni}\tau_w \end{cases}$

Nota: V_u – Resistência ao corte, A_{ni} – área de corte t - espessura da parede efetiva, f'_m – resistência à compressão da alvenaria em MPa; p - força vertical a atuar na parede de alvenaria; d é o comprimento diagonal da escora, l_w é o comprimento do painel de enchimento, h_w é a altura do painel de enchimento, h é a altura dos eixos do pórtico envolvente, θ é o ângulo de inclinação da escora em relação ao plano horizontal, G_m é o módulo de torção do painel de alvenaria, τ_w é a resistência ao corte do painel de enchimento, E_I é o módulo de elasticidade da alvenaria, E é o módulo de elasticidade do pórtico, I é o momento de inércia, ϕ_m é o fator de resistência da alvenaria e é considerado igual a 0.60, χ e γ_g são fatores cujos valores encontram-se nos correspondentes regulamentos.

* Contém uma expressão para calcular diretamente a rigidez lateral k_1 do painel de enchimento.

Testes realizados a estes procedimentos, confrontando os valores obtidos para a rigidez inicial e a força máxima lateral do painel de enchimento obtidos pelas expressões com os mesmos parâmetros obtidos através de ensaios experimentais, revelaram que estas expressões envolvem incerteza considerável na

previsão da rigidez inicial e da força máxima lateral (Mohamed, H., 2016). Estes resultados podem parcialmente dever-se ao fato de se considerar que apenas um mecanismo controla o comportamento geral do painel de enchimento, quando na verdade, o facto de um mecanismo se manifestar não implica necessariamente que o painel de enchimento não tenha capacidade para suportar cargas adicionais por mecanismos alternativos. O desenvolvimento de um mecanismo pode ter o efeito de atrasar ou acelerar o aparecimento de mecanismos alternativos. Por exemplo, após rotura por um mecanismo de deslizamento na secção a meio do painel de enchimento, os carregamentos podem ser transferidos diagonalmente através do painel de enchimento ao desenvolver os mecanismos de comportamento em dois painéis como demonstrado na figura 2.7 (com base nas observações experimentais de (Pires, F., 1990)).

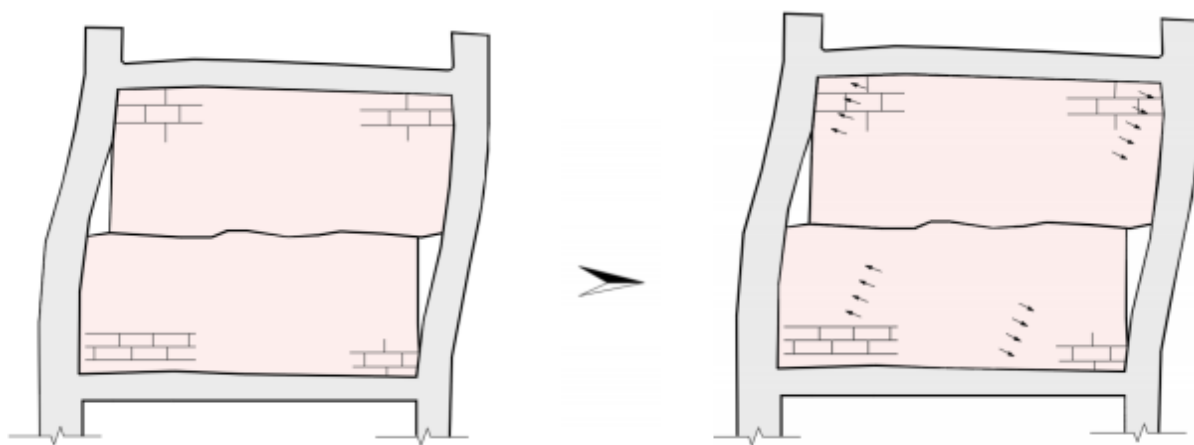


Figura 2.7 - a) Mecanismo de deslizamento a meio do painel de enchimento, b) encaminhamento de cargas ao longo do painel após a rotura por deslizamento do painel de enchimento (Mohamed, H., 2016)

2.6. APLICAÇÃO DE PROCEDIMENTOS EMPÍRICOS PARA PAINÉIS DE ENCHIMENTO COM ABERTURAS

A presença de aberturas, como já referido nessa dissertação, influencia o comportamento estrutural do painel de enchimento. Consequentemente, os modelos previamente considerados para simular o comportamento de pórticos com painéis de enchimento sem abertura têm que sofrer alterações de forma a contabilizar o efeito das aberturas.

Quando se estuda o comportamento de um painel de enchimento recorrendo a um modelo de escora diagonal representando os seus efeitos de rigidez e força, a abertura no painel (porta ou janela) causa desvio no desenvolvimento da referida escora diagonal. Existem vários estudos que procuram contabilizar os efeitos associados à presença de aberturas dividindo-se em duas abordagens. Uma das abordagens consiste em desenvolver novas configurações do sistema de escoras (Figura 2.9.). Esta alternativa requer, contudo, uma nova configuração do pórtico de betão armado, pois, os seus elementos têm de ser subdivididos para introduzir nós adicionais para ligar o novo sistema de escoras. Esta implicação conduz a modelos computacionais pouco equilibrados ou com custos elevados que não são as melhores abordagens. Assim sendo, a segunda abordagem é a mais viável e consiste em simplificar a existência da abertura aplicando um fator de redução δ à força e a rigidez do painel sem aberturas correspondente (Figura 2.8).

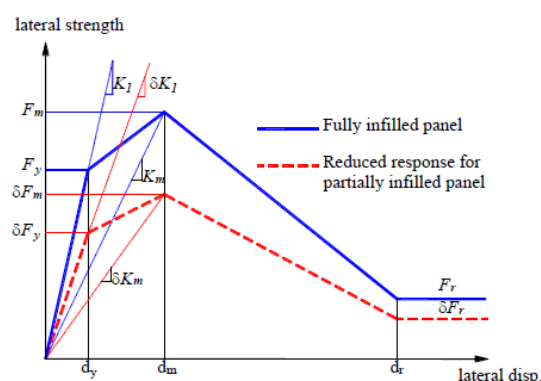


Figura 2.8 - Representação esquemática de como aplicar o Fator de Redução, δ , para envoltórias de Força Lateral/ Deslocamentos de pórticos sem aberturas de modo a obter as envoltórias de painéis com abertura (Mohamed, H., 2016)

De forma geral, a presença de aberturas no painel de enchimento implica a redução da rigidez, da força máxima e da capacidade de dissipação de energia do painel. Estudos realizados por Polyakov apontam para uma redução da força máxima de painéis de enchimento com aberturas com valores entre 23% e 76% relativamente a painéis de enchimento sem aberturas. Mais recentemente, Kakaletsis (Kakaletsis, D., 2009, Kakaletsis, D.J. and Karayannis, C.G., 2008) aponta através de dados experimentais a uma redução de força entre 18.7% e 25.17% para aberturas de janela com larguras entre 25% a 50% do comprimento do painel de enchimento e entre 32% a 47.2% no caso de aberturas de portas. Salienta-se que os modelos que serão descritos em capítulos posteriores são relativos aos ensaios realizados por Kakaletsis.

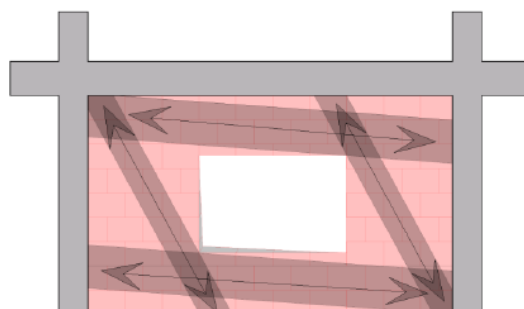


Figura 2.9 - Sistema de escoras equivalente proposto em (Hamburger, 1993)

O quadro 2.3 representa algumas das expressões empíricas propostas por vários investigadores em relação ao fator de redução a ser utilizado na abordagem referida. Estas expressões foram testadas para espécimes diferentes e com aberturas diferentes em zonas diferentes visando recolher informação acerca da sua fiabilidade (Mohamed, H., 2016). Os fatores de redução baseados em dados experimentais foram obtidos através da resposta da componente de alvenaria do sistema para o caso de modelos com aberturas e modelos sem aberturas. Estes testes revelam que a maior parte de expressões empíricas apresenta valores razoáveis para o fator de redução.

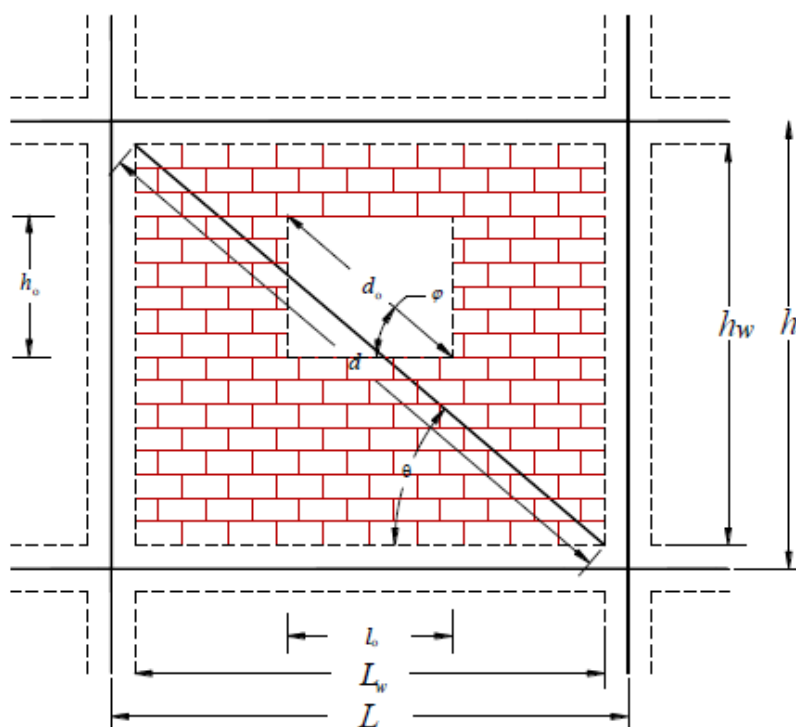


Figura 2.10 - Notações utilizadas no quadro 2.3 (Mohamed, H., 2016)

Quadro 2.3 – Algumas expressões para o Fator de Redução para painéis com aberturas

Modelos	Fator de Redução	Notas adicionais
Polyakov (Polyakov, S.V., 1956)	$\delta = 1 - (1.15\xi_h + 0.385\xi_{area})$	Válido para $\xi_h \leq 0.65$ e $\xi_{area} \leq 0.60$ onde $\xi_h = (h_o/h_w)$ $\xi_{area} = (h_o l_o / h_w L_w)$
Sachanski, (Sachanski, S., 1960)	$\delta = 1 - (0.4\xi_l + 0.6\xi_h)$	$\xi_l = (l_o/L_w)$
Dawe, (Dawe, J. and Seah, C., 1988)	$\delta = 1 - 1.5\xi_l$ se $\delta=0$; $\delta < 0$; adotado pelo (NZSEE, 2006)	Painéis de enchimento com aberturas com largura maior que $\frac{2}{3}$ da largura do painel são negligenciados
Bertoldi, (Bertoldi, S. [et al.], 1993)	$\delta = .78e^{-0.322\ln 100\xi_{area}} + .93e^{-0.762\ln 100\xi_l}$	$\delta \leq 1$
Asteris, (Asteris, P.G. [et al.], 2011)	$\delta = 1 - 2\xi_{area}^{0.54} + \xi_{area}^{1.14}$	Com base num modelo de elementos finitos

Decanini, (Decanini, L.D. [et al.], 2014)	$\delta = v e^{\beta \xi_{area}} + \zeta e^{\kappa \xi_l} \pm \sigma \varepsilon$	B,v, ζ e κ são obtidos de análises de regressão e dependem das condições envolventes do painel de enchimento (valores no quadro 2.4), σ é o desvio padrão do erro da regressão e ε é 0 quando se define o valor médio de δ e 1 quando se define o valor médio mais ou menos um desvio padrão de δ
Asteris, (Asteris, P.G. [et al.], 2016)	$\delta = 1 + 0.24\xi_h - 4.23\xi_h^2 - 2.6\xi_h^3 + 12.73\xi_h^4 - 7.15\xi_h^5$	Apenas para aberturas quadradas

Quadro 2.4 – Parâmetros para o fator de redução proposto por (Decanini, L.D. [et al.], 2014)

Reforço em volta da abertura	v	β	ζ	K
Não reforçado	0.55	-0.035	0.44	-0.025
Parcialmente reforçado	0.58	-0.030	0.42	-0.020
Reforçado	0.63	-0.020	0.40	-0.010

Procedeu-se à comparação entre os valores obtidos dos métodos mencionados com os dados obtidos diretamente dos dados experimentais obtidos por ensaios, conclui-se que a maior parte desses métodos empíricos resultam em aproximações razoáveis para o fator de redução com uma média de erro absoluto que não ultrapassa os 25%. Os fatores de redução obtidos de dados experimentais foram conseguidos através da resposta da componente de alvenaria para a resposta global da estrutura para casos de pórticos completamente preenchidos e pórticos parcialmente preenchidos por painéis de alvenaria para um determinado espécime. A figura 2.11 demonstra que a diferença entre a resposta para ensaios experimentais de pórticos completamente preenchidos e pórticos parcialmente preenchidos não é regular. Nesse sentido, a avaliação do fator de redução foi feita através de dois métodos diferentes. No primeiro método, o fator de redução considerado é o correspondente a força máxima F_m , sendo este o fator considerado independentemente da extensão correspondente. No segundo método, calculou-se uma média dos fatores de redução obtidos para diferentes secções do gráfico obtido, como demonstrado na figura 2.11 (Mohamed, H., 2016).

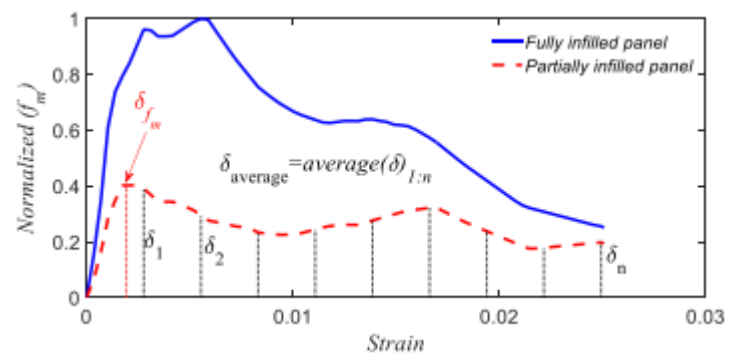


Figura 2.11 - Exemplo ilustrativo da avaliação do fator de redução com base nos dados experimentais (Mohamed, H., 2016)

3

Enquadramento e descrição do Estudo

3.1. INTRODUÇÃO

No desenvolvimento dos modelos numéricos da presente dissertação, procurou-se equilibrar o nível de detalhe do modelo com o rigor dos resultados obtidos. Deste modo, minimiza-se o esforço computacional requerido sem perder a precisão na análise do comportamento estrutural do sistema.

Como referido anteriormente, para a definição dos parâmetros do sistema de escoras equivalente ao painel de enchimento, recorre-se geralmente a dados de ensaios experimentais. Contudo, devido a barreiras como a variedade de propriedades de materiais do sistema, as disposições de geometria ou os procedimentos de construção, os ensaios experimentais têm associados a si um custo económico considerável e requerem um investimento de tempo significativo. Nesse sentido, as análises numéricas com base em modelos de elementos finitos refinados constituem uma alternativa válida e viável, servindo de ferramenta para a análise dos modelos estudados nesta dissertação. Para além disso, os modelos de elementos finitos refinados, quando adequadamente utilizados, permitem simular o comportamento estrutural de sistemas em que não existam dados experimentais disponíveis.

Neste contexto, foram desenvolvidos modelos de elementos finitos que refletissem as características mais relevantes do comportamento no plano de pórticos de betão armado com painéis de alvenaria quando sujeitos a carregamentos cíclicos e monotónicos. A modelação recorreu ao software comercial ANSYS (Ansys, 2012) de forma a facilitar a reutilização dos modelos para estudos posteriores.

Os modelos de estudo da dissertação são variantes dos modelos DX1, DX2, DO2, WO2, WO3 e WO4 que representam pórticos com painéis de enchimento em alvenaria e com aberturas (portas ou janelas) em diferentes localizações dos painéis correspondentes. Os modelos referidos provêm de ensaios experimentais realizados por Kakaletsis (Kakaletsis, D., 2009, Kakaletsis, D.J. and Karayannis, C.G., 2008) na sua investigação do comportamento estrutural destas estruturas e as suas características serão posteriormente descritas. Pretende-se neste capítulo, descrever as abordagens de modelação numérica utilizados para representar os pórticos de painéis de alvenaria com aberturas e os diferentes mecanismos de rotura associados aos mesmos. Os resultados da estratégia de modelação numérica proposta estão validados quando confrontados com dados experimentais (Mohamed, H., 2016) como será também demonstrado.

3.2. DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

A modelação do pórtico de betão armado e das componentes de alvenaria é feita recorrendo a elementos finitos sólidos de 8 nós denominados por SOLID65 no ANSYS 14.5. A representação da secção transversal da viga e dos pilares e as respetivas ligações é feita através de malhas com recurso ao referido elemento finito SOLID65. As armaduras longitudinais são representadas conjuntamente nos elementos das vigas e dos pilares (em determinados elementos de acordo com a localização real das respetivas armaduras) através da opção "Real Constants" do ANSYS 14.5. Estas "Real Constants" podem ser encontradas no anexo A. A capacidade de representação de armaduras longitudinais do elemento finito

SOLID65 está representada na Figura 3.1. Relativamente às armaduras transversais, o efeito de confinamento é incluído no comportamento do betão em compressão, não sendo necessária a sua modelação. A utilização do elemento finito SOLID65 possibilita a representação do betão e do aço, contribuindo para um menor esforço computacional, pois, reduz o número de tipologias de elementos presentes no modelo.

A modelação de tijolos de alvenaria é realizada tendo em conta a sua geometria real, incluindo os vazios dos mesmos de forma a melhor representar a sua fragilidade e o contacto entre as suas superfícies de forma mais realista. A interação entre os tijolos e a interação entre os tijolos e o pórtico de betão armado envolvente é modelada recorrendo à combinação de elementos de contacto (CONTA174 e TARGE170) com um modelo de zona coesiva (CZM) utilizando diferentes parâmetros para simular diferentes situações de juntas de argamassa. O recurso a elementos de contacto através do modelo CZM permite capturar aspetos diversos da complexa interação existente entre o painel de enchimento de alvenaria e o pórtico envolvente. Para reduzir o número de elementos de interface necessários e os custos computacionais, a espessura das juntas de argamassa foi dividida em duas partes que foram ligadas aos blocos de alvenaria adjacentes. A interação entre as duas partes das juntas de argamassa e os blocos adjacentes é definida pelas propriedades dos elementos de contacto similar a (Lourenço,1997). Esta modelação é descrita com mais detalhe nas secções posteriores. O esquema geral da abordagem de elementos finitos refinados proposta está representado na figura 3.2. A estratégia de modelação numérica é proposta por (Mohamed, H., 2016)

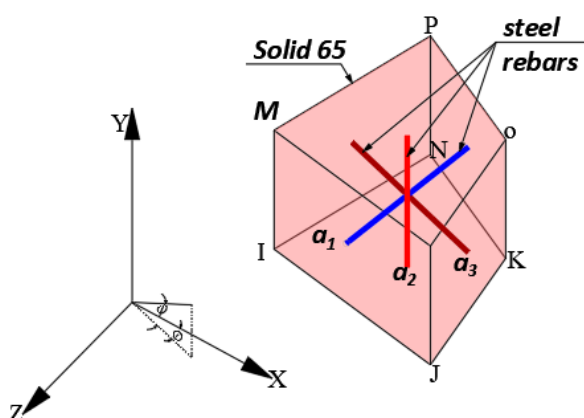


Figura 3.1 - Esquema geral do elemento finito SOLID65 com a representação de três varões de armadura em três direções recorrendo a opção "Real Constants" (ANSYS,2012)

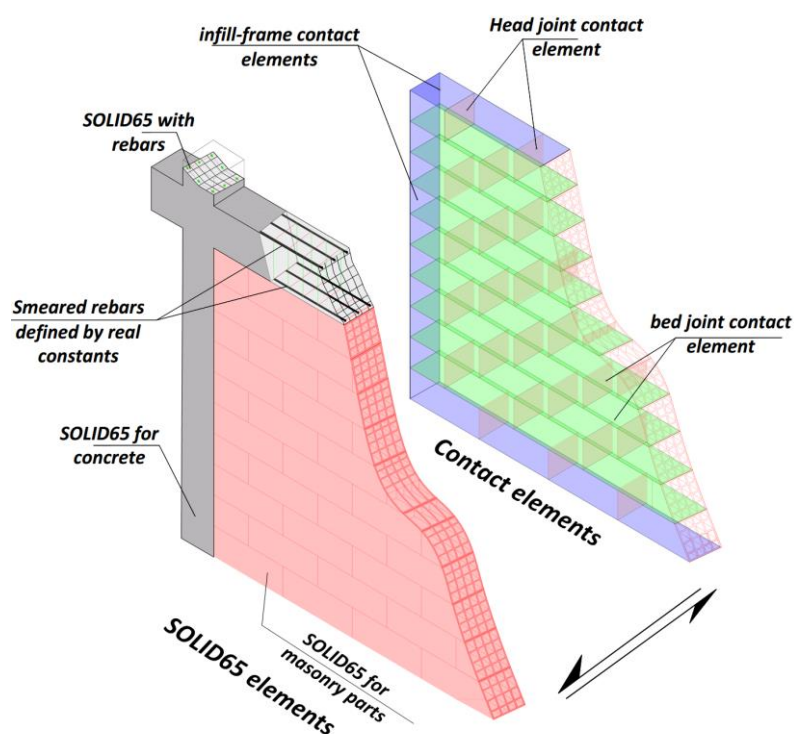


Figura 3.2 - Esquema geral da modelação numérica por elementos finitos refinados para pórticos de betão armado com painéis de enchimento em alvenaria (ANSYS,2012)

A modelação proposta neste capítulo é competente na captura dos mecanismos mais comuns de rotura do painel de enchimento (esmagamento e rotura por tração, fendilhação e deslizamento das juntas de argamassa do painel). Quando ocorre o modo de rotura por fendilhação ou deslizamento das juntas de argamassa, o modelo numérico é capaz de simular o comportamento discreto do sistema de interface após a rotura. Por outro lado, quando ocorre o modo de rotura por esmagamento e rotura por tração de um bloco de alvenaria, a divisão do tijolo (bloco de alvenaria) em blocos discretos não é contabilizada de forma a reduzir o esforço computacional requerido.

Quanto aos elementos do pórtico de betão armado, a presente abordagem numérica permite representar os modos de rotura por flexão. Contudo, não considera a possível rotura por corte destes elementos, isto porque, o principal objetivo da modelação numérica aqui descrita não é de representar o comportamento do sistema de pórtico de betão armado com alvenaria, mas sim, de caracterizar o comportamento do painel de alvenaria englobando a influência do pórtico de betão armado envolvente. Neste sentido, a captura do modo de rotura por corte não é considerada particularmente relevante.

Salienta-se que o software comercial ANSYS é limitado quanto à representação da degradação cíclica dos materiais. Assim, os efeitos da degradação cíclica resultante do carregamento cíclico são apenas representados de modo simplificado.

3.2.1. Modelação do Betão

No software comercial ANSYS, o modelo de material de betão é denominado de CONCR. Para a representação do comportamento do betão, o modelo de material referido, CONCR, foi combinado com o elemento finito SOLID65 que permite representar a fendilhação em tração e o esmagamento em compressão.

A utilização do modelo de material CONCR requer a definição de 4 parâmetros: os coeficientes de corte, β_t e β_c , a resistência à tração do betão, f_t , e a resistência à compressão do betão, f_c .

Os valores dos parâmetros β_t e β_c variam de 0 a 1, onde 1 representa uma fenda irregular (sem perda de transferência de esforço transversal) e 0 uma fenda sem irregularidades (com perda total da transferência de esforço transversal). Estes parâmetros são responsáveis pelo controlo do esforço transversal que é transferido através de uma fenda. Na modelação presente, assume-se o parâmetro β_t com um valor de 0.40 e β_c com um valor de 0.80 (Xiaohan, W. and Xilin, L., 1996). Estudos indicam que existem problemas de convergência quando o valor de β_t é inferior a 0.20 e não há mudanças significativas na utilização de valores diferentes (Vijaya, S. [et al.], 2014).

O modelo de material CONCR comporta-se de forma linear até a rotura por esmagamento ou fendilhação. A figura 3.3 demonstra a relação entre tensões e extensões do modelo de material CONCR.

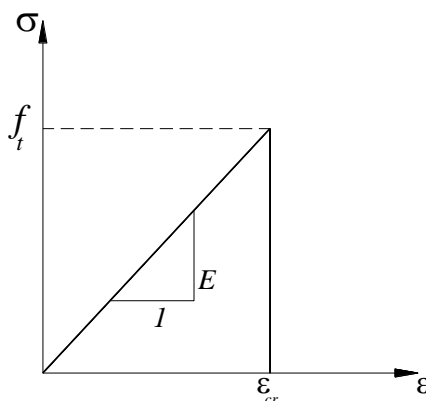


Figura 3.3 - Gráfico de tensões e extensões do modelo de material CONCR em tração (ANSYS,2012)

Para obter uma relação realista da relação não linear entre tensões e extensões, combinou-se o modelo material CONCR com um modelo não linear. O modelo constitutivo de Kent-Park (Kent, D.C. and Park, R., 1971) e a sua versão modificada (Scott, H.H. and Ryan, K.L., 1982) foram utilizados para definir as curvas envolventes para o comportamento do betão confinado e não confinado quando sujeito a compressão. Os modelos apresentam uma boa relação com os dados experimentais disponíveis (Scott, H.H. and Ryan, K.L., 1982) (Mohyeddin, A. [et al.], 2013) e um bom equilíbrio entre o rigor e a simplicidade do modelo (Taucer, F. [et al.], 1991). O modelo de Kent-Park foi utilizado para definir um modelo material multi cinemático, MKIN, para o comportamento do betão em compressão. A capacidade de esmagamento do elemento finito SOLID65 foi desativado de forma a evitar a rotura prematura do betão (Chansawat, K. [et al.], 2001) e garantir que este segue o modelo constitutivo selecionado. O coeficiente de Poisson é definido como 0.20 e o módulo de elasticidade E é definido de acordo com o modelo constitutivo de Kent-Park.

Para validar o comportamento do modelo material combinado, o modelo representado na figura 3.4 a) foi submetido a pressões uniformes graduais nas direções X e Y até à rotura de forma a identificar a superfície de rotura do material combinado. A estrutura representada na figura 3.4 a) é um cubo de

elementos de SOLID65 com características de (Kakaletsis, D., 2009) ligado a elementos de interface suportados por duas placas fixas. O teste revelou que a superfície de rotura obtida se aproxima da superfície de rotura de Willam Warnke em todos os domínios de tensão, com exceção do domínio compressão-compressão, no qual aproxima-se da superfície de rotura proposta por Von Mises. Isso ocorre, em consequência da desativação de um parâmetro do modelo de material CONCR que altera o comportamento do betão nesse domínio para o endurecimento material multi cinemático que segue a superfície de rotura de Von Mises.

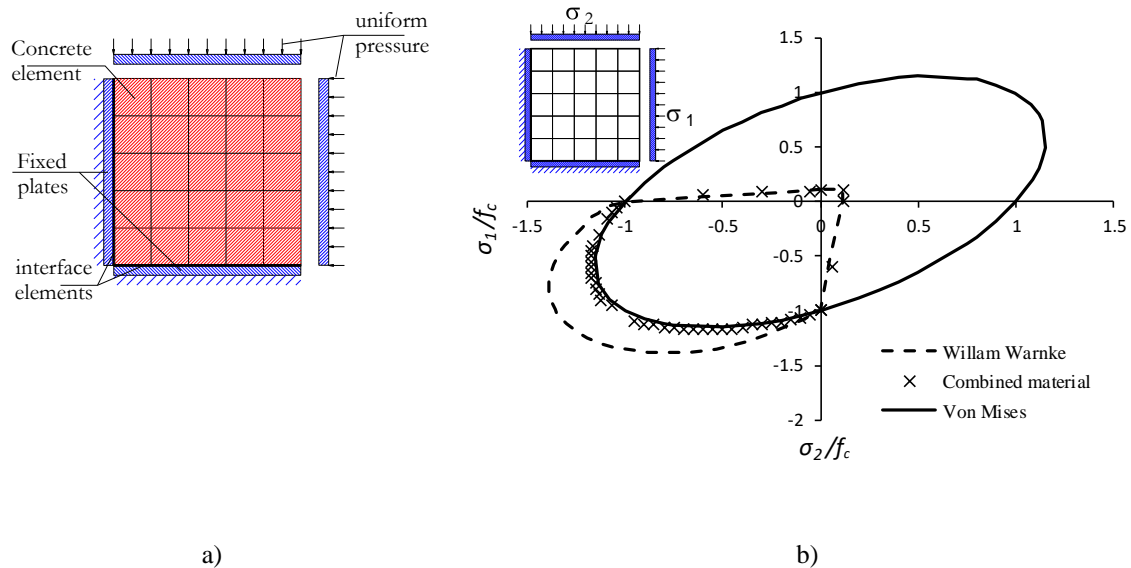


Figura 3.4 - a) Ensaio estrutural com carregamento biaxial, b) Comparação entre as superfícies de rotura de Von Mises e Willam Warnke com a superfície de rotura do material combinado que é utilizado para representar o betão (Mohamed, H., 2016)

3.2.2. Modelação do material de aço

O comportamento do aço foi representado por uma relação bilinear entre tensões e extensões. O material bilinear é definido pelo valor da tensão de cedência, $\sigma_{cedência}$ e do módulo de elasticidade tangente pós-cedência E_t . O material representado exhibe o efeito de Bauschinger (Hu, J. [et al.], 2016) para o carregamento cíclico, como representado na figura 3.5. O módulo de elasticidade tangente pós-cedência é definido como 2.5% do módulo de elasticidade inicial, caso não estejam disponíveis dados experimentais (Mohyeddin, A. [et al.], 2013). O coeficiente de Poisson do aço é considerado igual a 0.30.

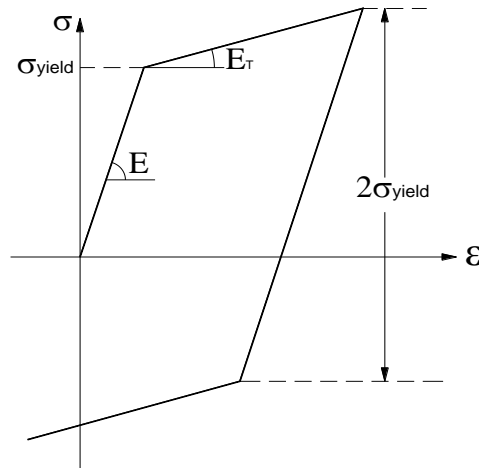


Figura 3.5 - Gráfico bilinear de tensões e extensões do aço com o efeito de Bauschinger (Mohamed, H., 2016)

3.2.3. Modelação do material de tijolos de alvenaria

Para a modelação de material de tijolos é utilizada a mesma abordagem feita para a modelação do betão. Todos os detalhes providenciados para a modelação do material de betão em termos de comportamento elástico e de superfície de rotura são também aplicáveis à estratégia de modelação que foi seleccionada para representar os blocos de alvenaria.

Para a simulação do estado de tensão de compressão do material de alvenaria foi adotada a curva de relações não lineares entre tensões e extensões representada pela expressão (3.1) de (Angel, R., 1994).

$$\sigma_m = \frac{27f'_{cm}(250\varepsilon_{crm}-1)}{4\varepsilon_{crm}^3} \varepsilon_m^3 + \frac{27f'_{cm}(1-333.33\varepsilon_{crm})}{4\varepsilon_{crm}^2} \varepsilon_m^2 + E_m \varepsilon_m \quad (3.1)$$

em que ε_m representa a extensão de compressão, σ_m representa a tensão de compressão, f'_{cm} é a resistência máxima à compressão da alvenaria, ε_{crm} é a extensão de compressão no início da rotura e E_m é o módulo de elasticidade calculado através da expressão (3.2)

$$E_m = 750f'_{cm} \quad (3.2)$$

A segunda derivada da expressão (3.1) apenas é negativa para valores de ε_{crm} entre 0.003~0.0048, para valores fora deste intervalo a expressão resulta num valor positivo e conduz à situação em que não é possível associar o comportamento da expressão com dados experimentais. Em alternativa, para valores superiores de ε_{crm} recorre-se à expressão (3.3) proposta em (Hendry, A., 1990) para modelação do estado de tensão de compressão do material de alvenaria.

$$\sigma_m = f'_{cm} \left[2 \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{crm}} - \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{crm}} \right)^2 \right] \quad (3.3)$$

Caso a resistência à tração da alvenaria não seja conhecida, esse valor é definido como 10% da resistência à compressão como sugerido em (Crisafulli, F.J., 1997). O coeficiente de Poisson da alvenaria é definido com o valor de 0.19 com base em (Anthoine, A., 1992).

3.2.4. Modelação dos elementos de interface

Como já anteriormente referido, recorre-se ao par de elementos de contato CONTA174 e TARGE170 para representar a interação entre os blocos de alvenaria e entre o painel de enchimento em alvenaria e o pórtico de betão armado envolvente. Para modelar a separação e o deslizamento de superfícies de contacto, o modelo CZM é atribuído a estes elementos de contato juntamente com um modelo de fricção.

O modelo CZM envolve geralmente uma relação constitutiva entre tensões de destacamento que atuam na interface, em tração ou em corte, e o deslizamento ou separação, δ , da interface correspondente. O par de contato está ligado até que o afastamento de contato exceda o valor máximo de deslizamento/separação $\delta_{máx}$, como representado na Figura 3.6.

Antes que o deslizamento atinja o valor $\delta_{máx}$, o comportamento dos elementos é regido de acordo com um dos modelos CZM bilineares considerados que são utilizados para quantificar o afastamento em tração ou Modo I (Figura 3.7 a)) ou em corte ou Modo II (Figura 3.7 b)) (Alfano, G. and Crisfield, M., 2011).

A relação bilinear entre a tensão de destacamento e a correspondente distância de destacamento δ pode ser definida pela tensão máxima e pela distância de destacamento máxima ou, em alternativa, pela tensão de destacamento máxima e a energia de fratura correspondente (Alfano, G. and Crisfield, M., 2011).

Na abordagem dos modelos numéricos da presente dissertação, os parâmetros selecionados para definição do CZM dividem-se em dois, consoante o modo considerado. Para o modo I, os parâmetros selecionados são a tensão de contacto normal máxima σ_m e a separação de contacto no destacamento total δ_n^c . No caso do modo II, os parâmetros selecionados são a tensão de contacto tangencial equivalente máxima τ_{max} e o deslizamento tangencial no destacamento total δ_s^s . As “Real Constants” que foram utilizadas na definição do comportamento dos elementos de contacto encontram-se no anexo B.

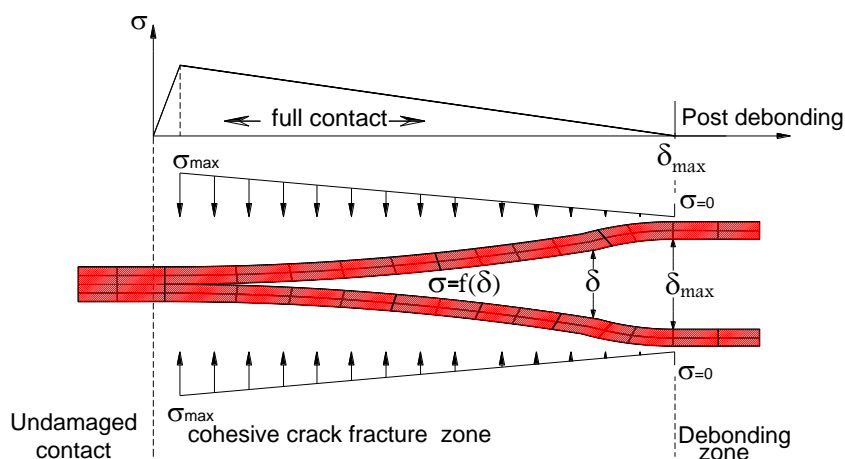


Figura 3.6 – Definição do modelo CZM (Mohamed, H., 2016)

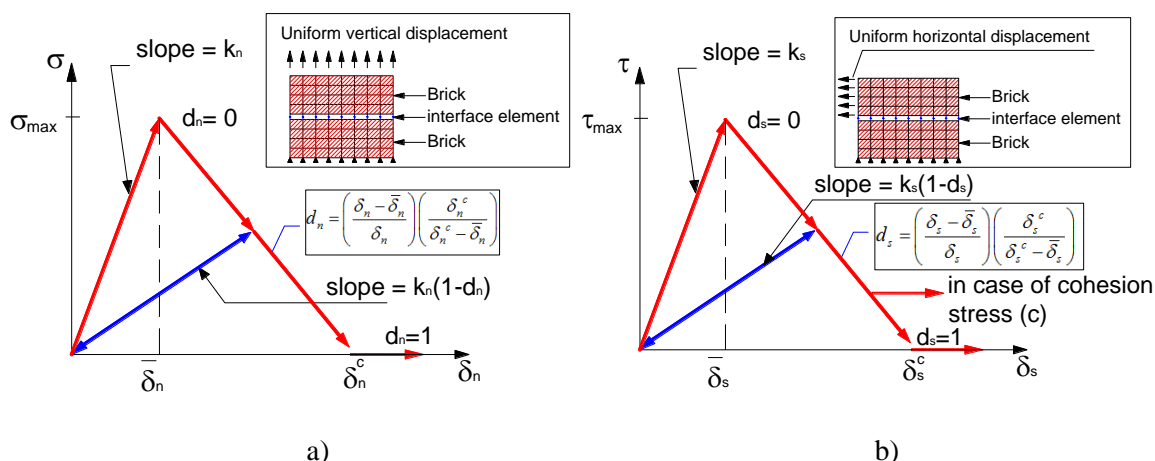


Figura 3.7 - a) Definição bilinear de CZM para o modo I, b) Definição bilinear de CZM para o modo II (Mohamed, H., 2016)

Os parâmetros de destacamento por tração foram definidos de forma a representar o comportamento da argamassa sob tração. Neste contexto, a tensão de contacto normal máxima σ_{max} é considerada igual à resistência à tração da argamassa e a separação de contacto normal máxima δ_n^c é definida como seis vezes o valor de $\bar{\delta}_n$ (valor do deslocamento correspondente a σ_{max}) (Induprabha, S. and Dilrukshi, K., 2011). No caso de destacamento por corte, a tensão de contacto tangencial equivalente máxima τ_{max} foi definida com base em resultados experimentais disponíveis, enquanto que, o deslizamento tangencial no destacamento total δ_s^c foi definido com valores entre 2~7 mm (Lotfi, 1994, Lourenço, 2004). Para considerar casos de enchimento parcial de junta ou condições de qualidade inferior das juntas horizontais e verticais entre o painel de enchimento e a viga de betão armado do pórtico, a tensão de coesão entre o par de contacto foi ignorada para o contacto entre a alvenaria e o pórtico de betão armado envolvente. As tensões de destacamento nessas juntas foram também reduzidas a setenta por cento do valor das juntas horizontais (Mohyeddin, A. [et al.], 2013).

Após o destacamento total, a interação superficial é controlada pelas restrições de contacto padrão para as direções normal e tangencial. Para tensões normais, estas restrições estabelecem que apenas a tensão por compressão é transferida através do par de contacto. Para tensões tangenciais, como representado na Figura 3.8, estas tensões são transferidas através da lei de fricção de Coulomb, em que μ é o coeficiente de fricção. Para as juntas horizontais, o valor de μ é baseado em resultados de ensaios experimentais disponíveis, ou, em alternativa é considerado igual a 0.77. Para as juntas verticais e entre o painel de alvenaria e o pórtico de betão armado envolvente o valor de μ foi considerado igual a sessenta por cento do valor considerado para as juntas verticais de modo a englobar o enchimento parcial de juntas e as condições de qualidade inferior destas juntas (Mohyeddin, A. [et al.], 2013).

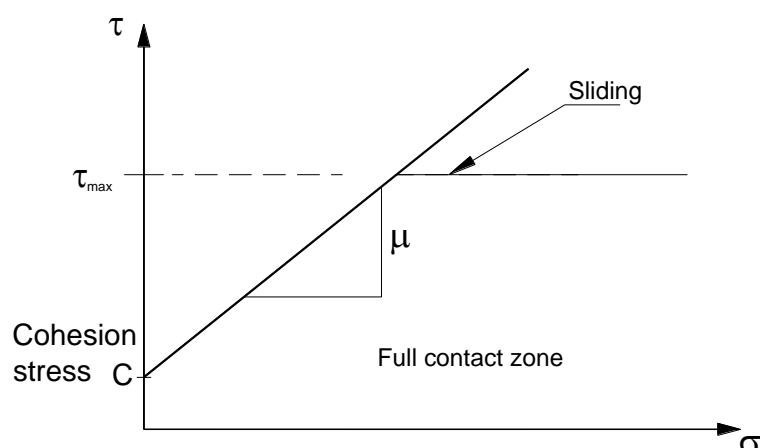


Figura 3.8 – Comportamento do elemento de contacto após destacamento total de acordo com a lei de fricção de Coulomb (Mohamed, H., 2016)

3.3. DESCRIÇÃO DOS MODELOS FÍSICOS

Para o estudo do comportamento estrutural de pórticos de betão armado com painéis de alvenaria com aberturas, os ensaios experimentais assumem um papel relevante na validação e calibração dos modelos numéricos. Nesse sentido, nesta dissertação foi selecionada a campanha experimental realizada por Kakaletsis (Kakaletsis, D., 2009, Kakaletsis, D.J. and Karayannis, C.G., 2008), que envolveu pórticos de betão armado completamente preenchidos por painéis de alvenaria e pórticos de betão armado parcialmente preenchidos por painéis de alvenaria, sendo este segundo caso o foco do presente trabalho.

Em (Kakaletsis, 2008, Kakaletsis, 2009) analisaram-se espécimes de pórticos parcialmente preenchidos (D02, DX1, DX2, WO4, WO3 e WO2) com configurações diversas, como representado na figura 3.9 e no quadro 3.1 (As dimensões L_w , h_w , l_o , e h_o estão descritos na figura 2.10). Todos os modelos têm escala reduzida de 1:3 e são pórticos de vão único e um único piso. Para a validação da estratégia numérica descrita, são também referidos neste capítulo os espécimes B e S, pertencentes à mesma campanha (Kakaletsis, 2008, Kakaletsis, 2009) e que representam o pórtico de betão armado desprovido de painel de enchimento e o pórtico de betão armado completamente preenchido pelo painel de alvenaria, isto é, sem qualquer abertura.

As características geométricas e de disposição de armadura do pórtico de betão armado realizados na campanha (Kakaletsis, 2008, Kakaletsis, 2009) sem o painel de enchimento de alvenaria, estão representadas na figura 3.10, sendo designado por espécime B. Salienta-se que as características do espécime B são idênticas às dos pórticos com painéis de alvenaria com aberturas anteriormente referidos (D02, DX1, DX2, WO4, WO3 e WO2). Relativamente aos tijolos da alvenaria, utilizados nesses modelos, estes têm as dimensões de $60*60*93 \text{ mm}^3$. O histórico de carregamento cíclico considerado nos ensaios experimentais está representado na figura 3.11. No quadro 3.2, encontram-se resumidas as propriedades mecânicas dos materiais envolvidos nos modelos dos ensaios experimentais. Reforça-se que as características apresentadas pelo espécime B são as mesmas dos espécimes parcialmente preenchidos por painéis de alvenaria (D02, DX1, DX2, WO4, WO3 e WO2).

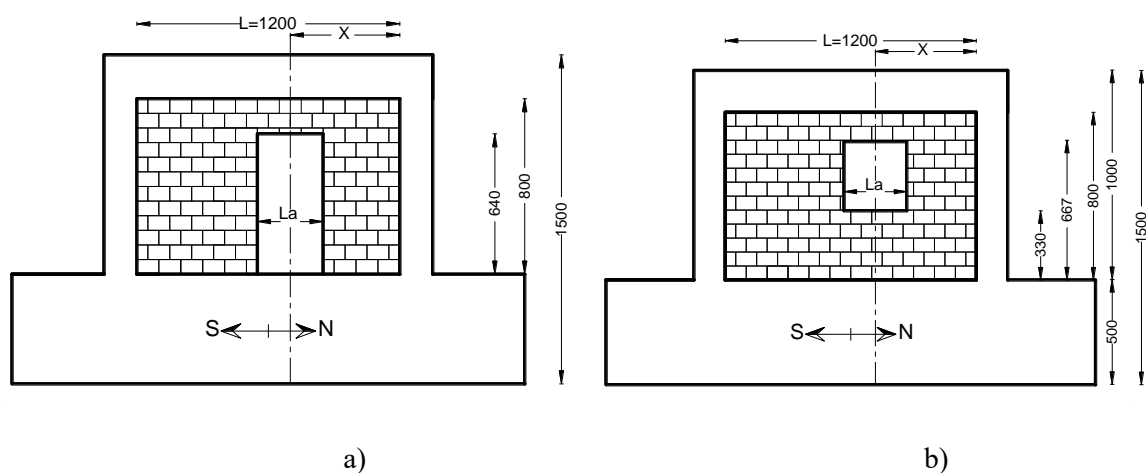


Figura 3.9– Descrição de espécimes preenchidos parcialmente com painéis de alvenaria (Mohamed, H., 2016)

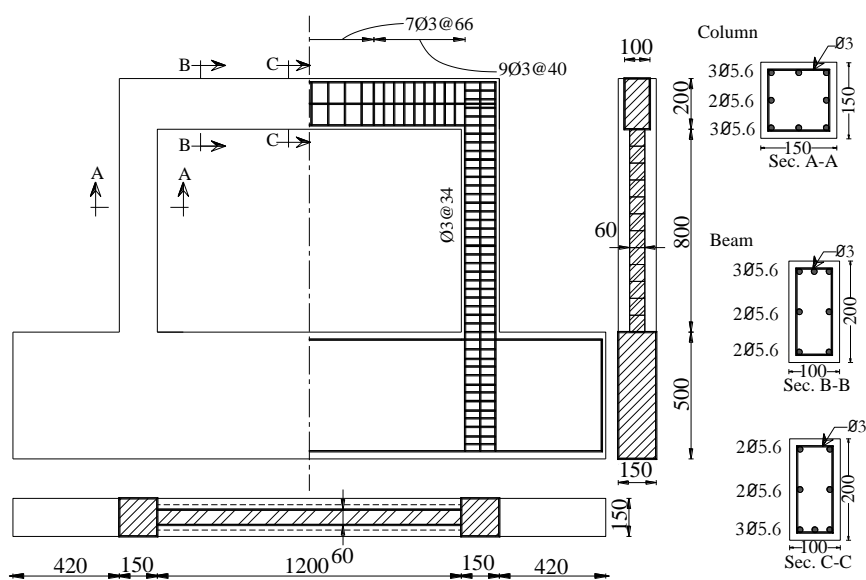


Figura 3.10 - Geometria e detalhes da disposição de armaduras para o espécime B (Kakaletsis, 2008, Kakaletsis, 2009)

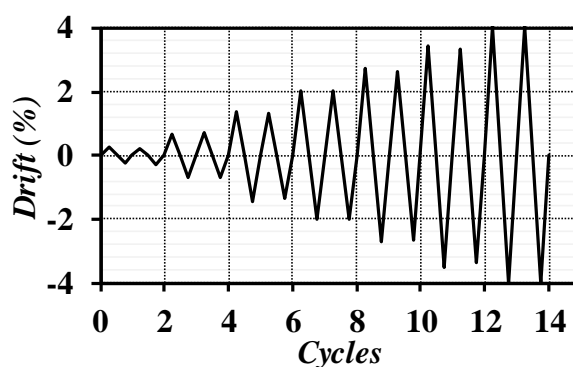


Figura 3.11 - Evolução dos deslocamentos cíclicos impostos (Mohamed, H., 2016)

Quadro 3.1 – Características dos modelos considerados (Kakaletsis, 2008, Kakaletsis, 2009)

Espécimes	Descrição do espécime	Dimensão da abertura La/L	Localização da abertura X/L	$L_w(m)$	$h_w(m)$	$l_o(m)$	$h_o(m)$
WO2	Janela centrada	0.25	0.50	1.2	0.8	0.3	0.333
WO3	Janela centrada	0.375	0.50	1.2	0.8	0.46	0.333
WO4	Janela centrada	0.5	0.50	1.2	0.8	0.6	0.333
DO2	Porta centrada	0.25	0.50	1.2	0.8	0.3	0.666
Dx1	Porta não centrada	0.25	0.1667	1.2	0.8	0.3	0.666
Dx2	Porta não centrada	0.25	0.3333	1.2	0.8	0.3	0.666

Quadro 3.2 – Propriedades mecânicas dos materiais dos modelos considerados (Kakaletsis, 2008, Kakaletsis, 2009)

Espécime	Betão		Armadura			Alvenaria		Carga vertical (kN)
	$f_c (MPa)$	$f_t (MPa)$	Dimensões (mm)	$\sigma_{cedência}$	σ_{rotura}	Tijolo	Argamassa	
				(MPa)	(MPa)	$f_m (MPa)$	$f_{mo} (MPa)$	
B	28.5	n/a	Φ 5.6	390.5	516.3	--	--	100
S	28.5	n/a	Φ 3	212.2	321.1	3.10	1.53	100

3.4. ANÁLISE DO ESPÉCIME B SUJEITO A CARREGAMENTO CÍCLICO

Para validar os modelos numéricos propostos em (Mohamed, H., 2016), os modelos numéricos de carregamentos cíclicos a pórticos de betão armado desprovidos de painel de enchimento de alvenaria foram testados e confrontados com os respetivos dados experimentais. Nota-se que o histórico de carregamentos de deslocamentos laterais considerados nestas simulações numéricas não é exatamente igual ao aplicado nos ensaios experimentais. Recorreu-se a históricos de deslocamentos regularizados de forma a simplificar a análise numérica. Antes da aplicação do histórico de deslocamentos, os carregamentos verticais dos ensaios experimentais foram aplicados.

A figura 3.13 representa as curvas de força-deslocamento obtidas através da simulação numérica e pelos ensaios experimentais realizados. Para melhor interpretação, a figura representa a curva completa obtida dos ensaios experimentais e da simulação numérica e as curvas envolventes respectivas. Com vista a obter uma melhor análise, os deslocamentos obtidos foram representados em forma de drifts laterais.

Os resultados obtidos demonstram que os modelos numéricos são capazes de representar adequadamente a resposta cíclica obtida experimentalmente. Contudo, quando o drift lateral excede 2.5%, os ciclos de carregamento/descarregamento desviam-se levemente dos resultados experimentais. Estas diferenças ocorrem devido às rigidezes de recarga e descarga associadas ao modelo de comportamento do betão em compressão que é incapaz de representar a degradação cíclica. A rigidez inicial é igual à rigidez de recarga e descarga. A figura 3.14 representa os padrões de fendas que foram verificados na simulação numérica e nos ensaios experimentais. É possível concluir que o modelo numérico consegue representar a propagação de fendas nos pilares e na viga.

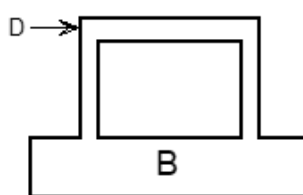


Figura 3.12 - Espécime B

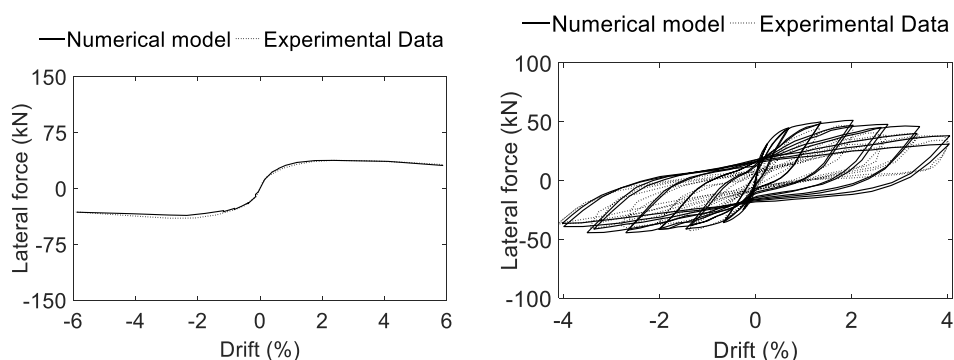


Figura 3.13 - Curvas de força-deslocamento obtidos dos ensaios experimentais e das simulações numéricas

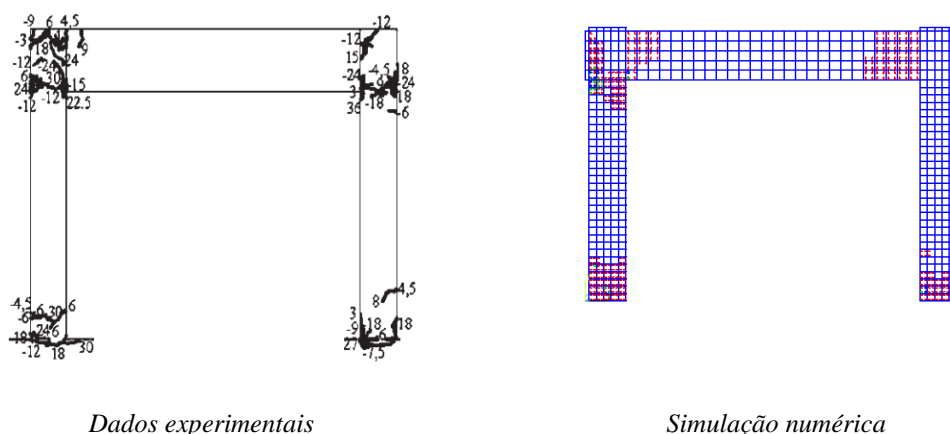


Figura 3.14 - Padrões de fendas dos ensaios experimentais e na simulação numérica (Mohamed, H., 2016)

3.5. ANÁLISE DO ESPÉCIME S SUJEITO A CARREGAMENTOS CÍCLICOS

Visando a validação da estratégia de modelação numérica proposta, os resultados obtidos dos ensaios experimentais do espécime S também foram confrontados com os dados provenientes da simulação numérica em (Mohamed, H., 2016). Como referido, entende-se como necessário a percepção do comportamento estrutural destes sistemas para a melhor contextualização das diferenças no comportamento introduzidas pelas diferentes aberturas.

Os resultados obtidos das simulações numéricas e experimentais, tanto as curvas de força-deslocamento do carregamento cíclico total como as respectivas curvas envolventes, estão representadas na figura 3.16. Os deslocamentos estão representados em termos de drifts laterais. Pela análise dos resultados verifica-se que existe uma boa aproximação dos resultados obtidos através da simulação numérica da curva obtida experimentalmente, particularmente em termos do comportamento estrutural global (rigidez e resistência). Todavia, também se verificam desvios da curva numérica quando existem drifts consideráveis, isto é, superiores a 2.5%. Como referido anteriormente, isso ocorre em consequência das rigidezes de recarga e descarga associadas ao modelo de comportamento do betão em compressão que é incapaz de representar a degradação cíclica. Os resultados indicam que a modelação proposta é capaz de capturar adequadamente o comportamento global da estrutura em termos de rigidez e de resistência. Este tipo de análise também pode ser uma ferramenta útil na calibração de modelos de escora, visto que possibilita a obtenção dos comprimentos de contacto entre o painel de alvenaria e o pórtico envolvente (Figura 3.17). Nesse caso, observa-se que o pórtico de betão armado perde maior parte do comprimento de contato com o painel de alvenaria para drifts com valores mais baixos.

Para resumir os resultados para melhor análise, refere-se que os valores dos erros absolutos registados entre o modelo numérico e os dados experimentais em termos da força lateral máxima e a máxima diferença em termos da força lateral entre os resultados numéricos e os dados experimentais são de 5.6% e 15.8% respetivamente.

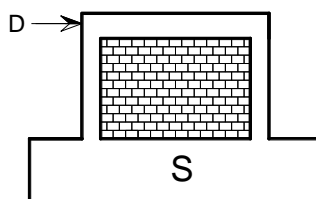


Figura 3.15 - Espécime S (Mohamed, H., 2016)

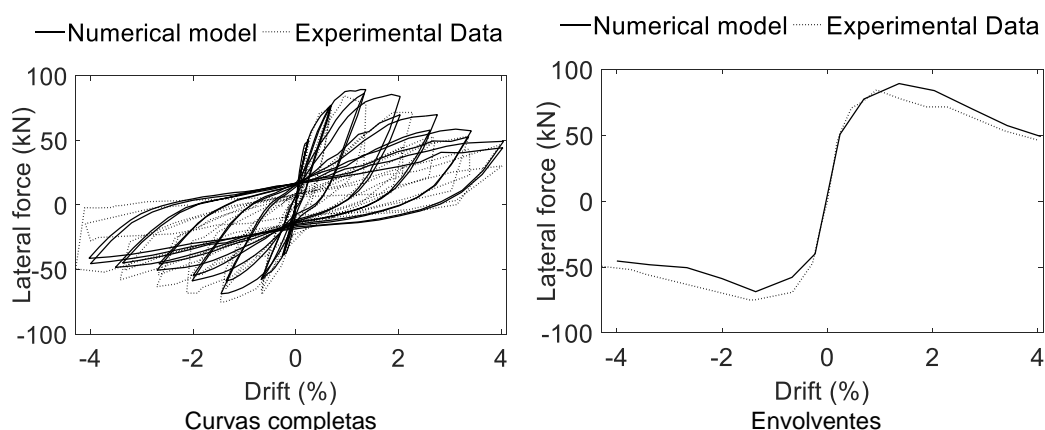


Figura 3.16 – Curvas de Força-Drift obtidas para o espécime S (Mohamed, H., 2016)

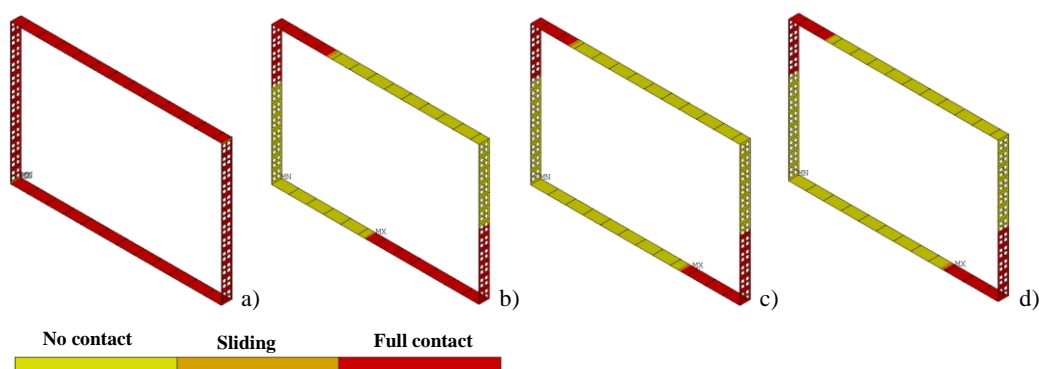


Figura 3.17 - O comprimento de contato para o espécime S para diferentes drifts a) 0.01%, b) 0.10%, c) 0.20% e d) 0.40% (Mohamed, H., 2016)

3.6. ANÁLISE DOS MODELOS DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO COM PAINÉIS COM ABERTURAS

Na mesma lógica, os espécimes selecionados para a análise do comportamento estrutural, também foram sujeitos a carregamentos cíclicos laterais recorrendo à estratégia de modelação numérica descrita neste capítulo (Mohamed, H., 2016). Neste sentido, os 6 espécimes WO2, WO3, WO4, DX1, DX2 E DO2 foram simulados através da modelação numérica para obter a resposta estrutural destes sistemas e compará-los com os dados experimentais disponíveis. As figuras seguintes (figuras 3.18, 3.19 e 3.20) confrontam os resultados obtidos nos dois casos. Para uma melhor análise, os deslocamentos estão representados em drifts laterais. Para cada espécime estão representados dois gráficos, um do carregamento cíclico total e outro para a respetiva envolvente.

De igual forma aos testes mencionados anteriormente, as análises dos modelos indicam uma boa aproximação entre as curvas da modelação numérica e as curvas obtidas por ensaios experimentais. As diferenças de rigidez lateral e resistência máxima entre os pórticos de betão armado com painéis relativamente aos pórticos de betão armado desprovidos do mesmo também ficam claramente evidenciadas. Contudo, as diferenças entre as rigidezes de recarga e descarga do modelo numérico e dos resultados experimentais devido aos fatores referenciados anteriormente permanecem. O quadro 3.3

resume os resultados através dos erros absolutos registados entre os modelos numéricos e os dados experimentais em termos da força lateral.

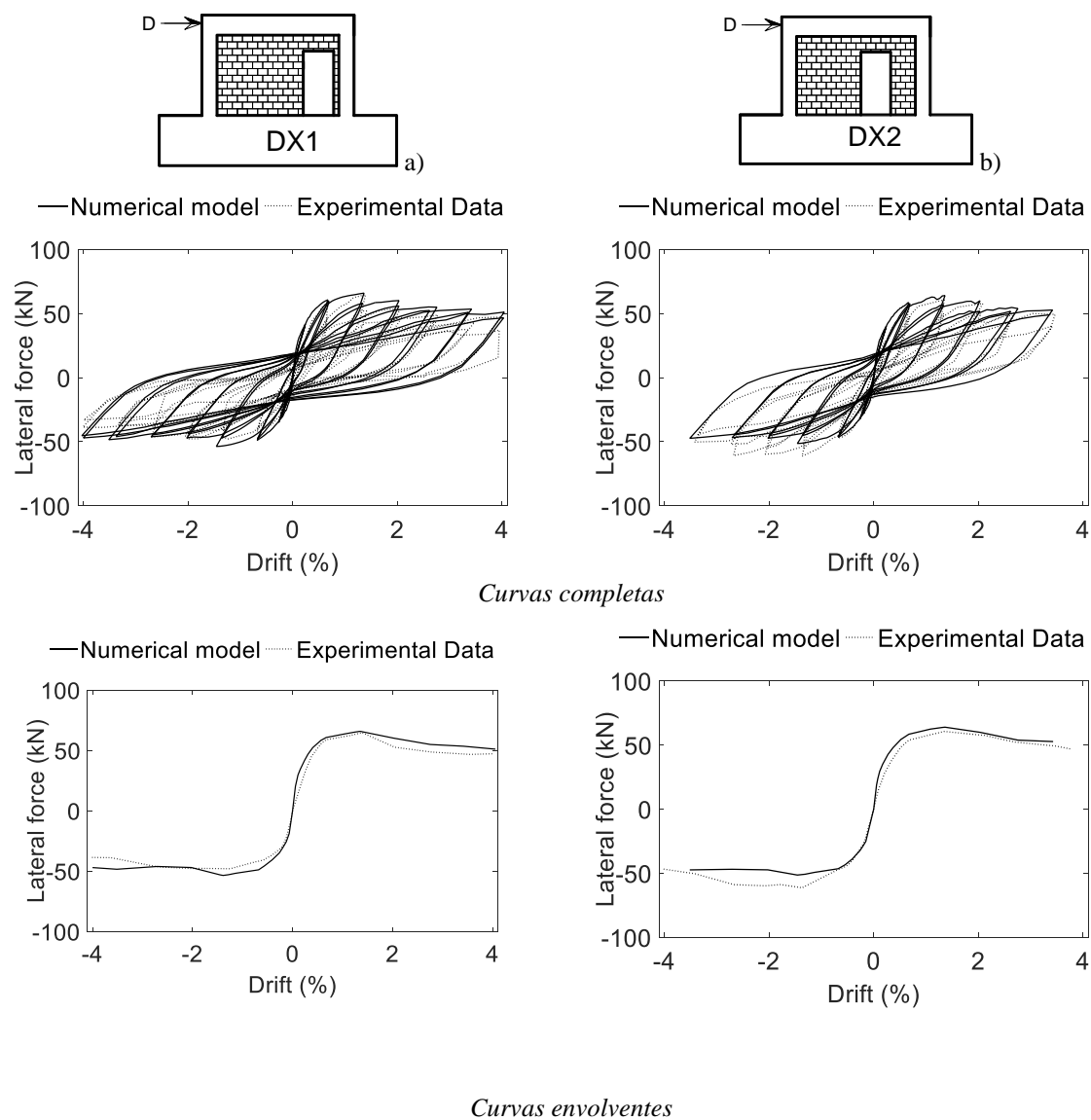


Figura 3.18 - Curvas envolventes e completas dos modelos DX1 e DX2 (Mohamed, H., 2016)

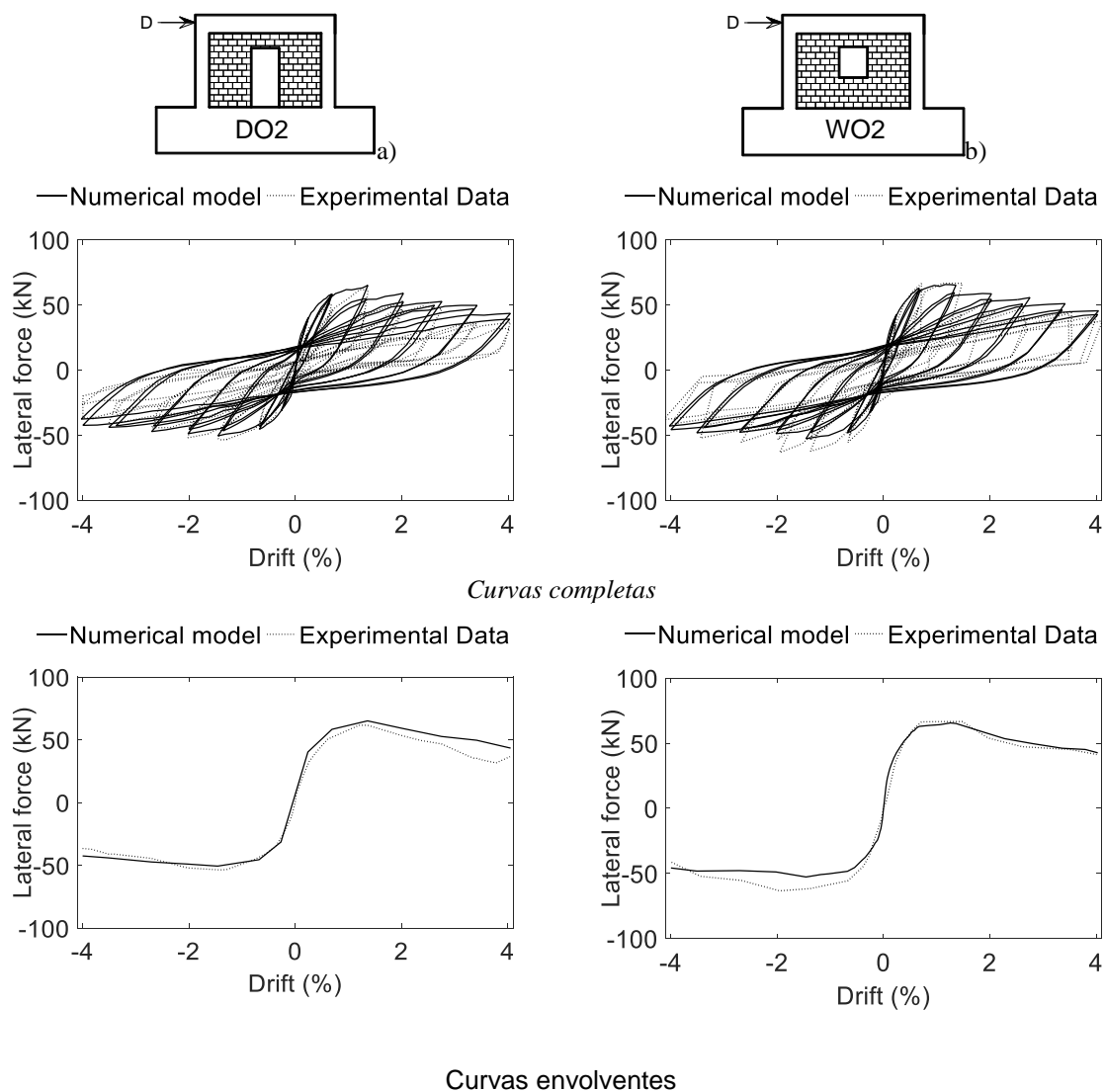


Figura 3.19 – Curvas envolventes e completas dos modelos DO2 e WO2 (Mohamed, H., 2016)

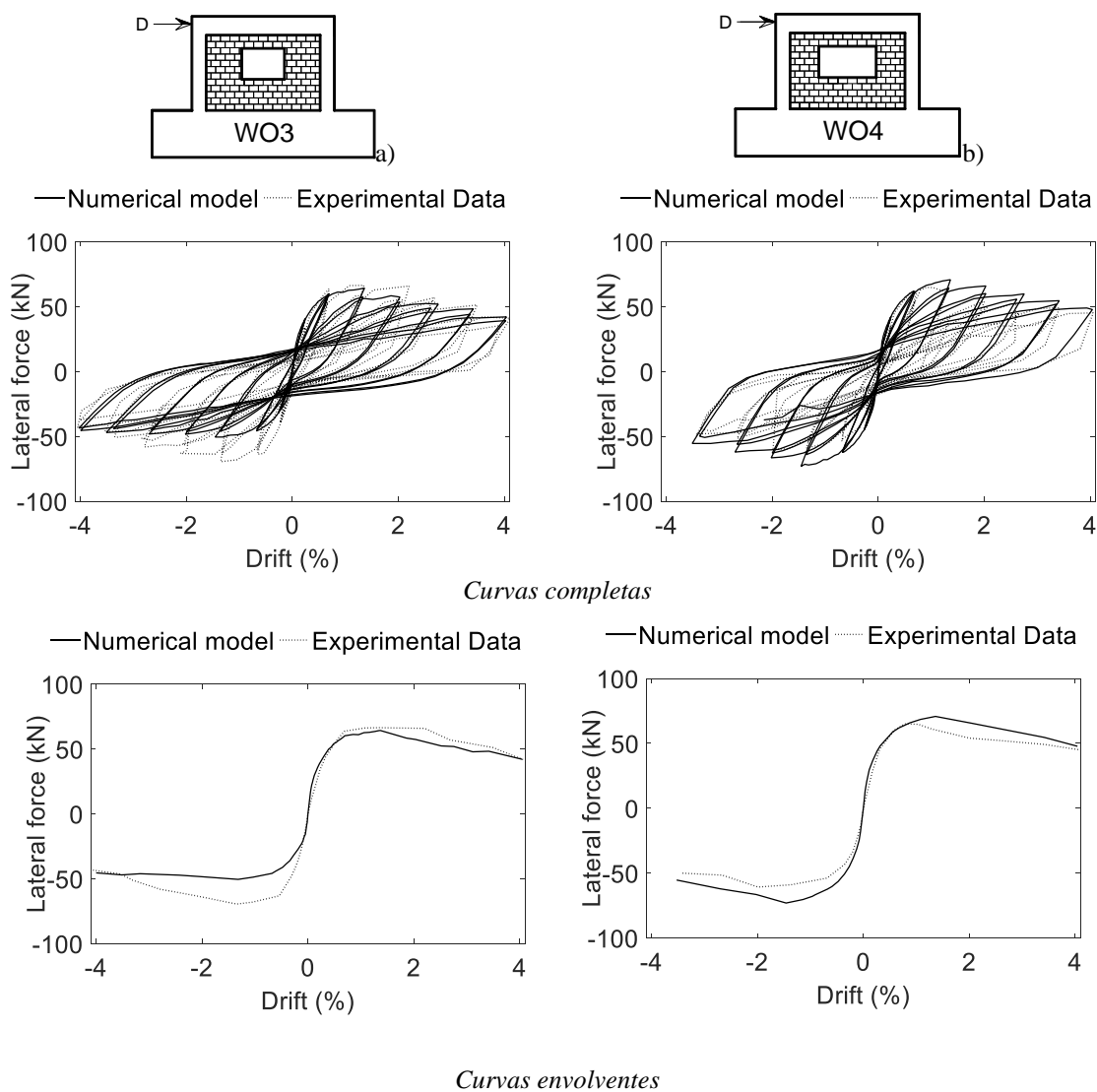


Figura 3.20 – Curvas envolventes e completas dos modelos WO3 e WO4 (Mohamed, H., 2016)

Quadro 3.3 – Diferenças entre forças laterais entre os resultados numéricos e resultados experimentais (Mohamed, H., 2016)

Espécimes	Diferença na força lateral máxima entre o modelo numérico e o valor correspondente nos ensaios experimentais (%)	Diferença máxima entre a força lateral numérica e a correspondente força lateral experimental (%)
WO2	1.7	21.2
WO3	3.5	15.2
WO4	8	18
DO2	5.2	23.7
Dx1	2.1	21.8
Dx2	5.3	18.9

3.7. OBJETIVO DO ESTUDO E DESCRIÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO

O objetivo do estudo consiste em verificar se a curva de comportamento dum pórtico com painéis de alvenaria que possui determinadas dimensões pode ser utilizada para representar o comportamento dum outro pórtico que apresente ligeiras modificações na geometria, em relação ao pórtico original. Caso o comportamento do pórtico com a geometria modificada apresente pequenas variações, seria, portanto, possível utilizar a curva de comportamento do pórtico original para representar o comportamento do pórtico modificado sem introduzir erros significativos. Tal situação permitiria, portanto, aumentar a utilidade dos resultados experimentais (pois passa a ser possível utilizar os resultados dum mesmo ensaio para representar diferentes casos com variações entre si) e permite identificar os limites de geometria a partir dos quais se torna necessário utilizar um novo ensaio experimental ou um novo modelo numérico detalhado.

Para a análise das alterações na curva de comportamento de pórticos de betão armado com painéis de alvenaria com aberturas quando há modificações ligeiras na sua geometria, nomeadamente a sua largura procedeu-se a análises numéricas a variantes dos modelos referidos anteriormente (WO2, WO3, WO4, DX1, DX2 e D02 (Kakaletsis, D., 2009, Kakaletsis, D.J. and Karayannis, C.G., 2008)) e cujas modelações numéricas foram validadas quando confrontadas com os dados experimentais disponíveis. Nesse sentido, as variantes diferenciam-se principalmente pela largura do vão. As propriedades mecânicas de materiais, tipologia, dimensões e localização de abertura e restantes características geométricas (por exemplo espessura da viga e pilares) dos modelos de (Kakaletsis, D., 2009, Kakaletsis, D.J. and Karayannis, C.G., 2008) não variam.

Em alternativa à análise numérica por carregamentos cíclicos, analisa-se também a possibilidade de utilizar modelos de elementos finitos detalhados sujeitos a ações monotónicas para prever as principais características da curva envolvente do comportamento cíclico destes sistemas estruturais, nomeadamente a rigidez e a resistência. A análise de elementos finitos sujeitos a ações monotónicas requer um menor esforço computacional relativamente à análise dos modelos sujeitos a ações cíclicas devido a elevada não linearidade do comportamento envolvido nesta análise, constituindo assim uma vantagem considerável. Nesse sentido, no próximo capítulo procede-se à simulação numérica dos modelos WO2, WO3, WO4, DX1, DX2 e D02 quando sujeitos a carregamentos monotónicos até atingir um drift de 4% e confrontam-se os resultados obtidos com os obtidos através da simulação numérica e de ensaios experimentais dos mesmos modelos, sujeitos, porém a carregamentos cíclicos. Caso os resultados para carregamentos monotónicos apresentem uma boa aproximação, particularmente em relação aos parâmetros de rigidez inicial e de resistência, prossegue-se com a análise monotónica para o restante estudo. Para além disso há estudos que validam os modelos numéricos para a análise de pórticos de betão armado com painéis de alvenaria sujeitos a ações monotónicas quando confrontados com dados experimentais, os modelos numéricos apresentam uma boa aproximação com os ensaios experimentais (Mohamed, H., 2016).

Quanto à alteração da largura dos modelos ensaiados, para melhor análise da sensibilidade da evolução da curva para essas alterações, realizam-se aumentos graduais da largura, isto é, para cada modelo existem quatro variantes com o aumento percentual do vão de 25%, 50%, 75% e 100%. Assim sendo, para cada um dos modelos originais com largura de 1.2m (ver figura 3.7), as variantes apresentam larguras de 1.5m, 1.8m, 2.1m e 2.4m. Relativamente às armaduras ao longo da viga, considerou-se na modelação o comprimento relativamente às armaduras de canto igual aos originais e alterou-se proporcionalmente ao vão o comprimento das armaduras centrais da viga. A descrição das variantes estudadas encontra-se resumida nos quadros seguintes.

Quadro 3.4 - Variantes do modelo original WO2

Modelos	Largura (mm)	Dimensão da abertura La/L	Localização da abertura X/L
WO2	1200	0.25	0.5
WO2_03	1500	0.2	0.5
WO2_06	1800	0.1667	0.5
WO2_09	2100	0.1429	0.5
WO2_12	2400	0.125	0.5

Quadro 3.5 - Variantes do modelo original WO3

Modelos	Largura (mm)	Dimensão da abertura La/L	Localização da abertura X/L
WO3	1200	0.375	0.5
WO3_03	1500	0.3	0.5
WO3_06	1800	0.25	0.5
WO3_09	2100	0.2143	0.5
WO3_12	2400	0.1875	0.5

Quadro 3.6 – Variantes do modelo original WO4

Modelos	Largura (mm)	Dimensão da abertura La/L	Localização da abertura X/L
WO4	1200	0.5	0.5
WO4_03	1500	0.4	0.5
WO4_06	1800	0.3333	0.5
WO4_09	2100	0.2857	0.5
WO4_12	2400	0.25	0.5

Quadro 3.7 - Variantes do modelo original DO2

Modelos	Largura (mm)	Dimensão da abertura La/L	Localização da abertura X/L
D02	1200	0.25	0.5
DO2_03	1500	0.2	0.5
DO2_06	1800	0.1667	0.5
DO2_09	2100	0.1429	0.5
DO2_12	2400	0.125	0.5

Quadro 3.8 - Variantes do modelo original DX1

Modelos	Largura (mm)	Dimensão da abertura La/L	Localização da abertura X/L
DX1	1200	0.25	0.1667
DX1_03	1500	0.2	0.1667
DX1_06	1800	0.1667	0.1667
DX1_09	2100	0.1429	0.1667
DX1_12	2400	0.125	0.1667

Quadro 3.9 - Variantes do modelo original DX2

Modelos	Largura (mm)	Dimensão da abertura La/L	Localização da abertura X/L
DX2	1200	0.25	0.3333
DX2_03	1500	0.2	0.3333
DX2_06	1800	0.1667	0.3333
DX2_09	2100	0.1429	0.3333
DX2_12	2400	0.125	0.3333

4

Análise de resultados

4.1. INTRODUÇÃO

Seguidamente à descrição dos modelos numéricos de elementos finitos refinados e dos correspondentes modelos físicos, o presente capítulo aborda os resultados obtidos nas simulações numéricas de carregamentos horizontais monotónicos e cíclicos aplicados aos modelos referenciados e às correspondentes variantes.

Nesse estudo, destaca-se a relação entre os dois modos de carregamento do sistema estrutural, realçando que uma análise por carregamento monotónico requer um menor esforço computacional e consequentemente menor tempo de cálculo no software Ansys (ANSYS, 2012). Nesse sentido, numa primeira fase, confrontam-se os resultados obtidos na simulação numérica para carregamentos horizontais cíclicos dos modelos originais (DO2, DX1, DX2, WO2, WO3 e WO4) (Mohamed, H., 2016) com os resultados provenientes da simulação numérica para carregamentos horizontais monotónicos dos mesmos modelos. Após a comparação dos resultados obtidos de cada uma das análises, pretende-se identificar as possíveis relações existentes entre elas e apontar possíveis particularidades associadas ao carregamento monotónico que devem ser levadas em consideração nas secções subsequentes. Posteriormente, com o auxílio das conclusões retiradas do confronto das duas análises, abordam-se as simulações numéricas monotónicas realizadas nas variantes dos modelos originais com o objetivo de perceber as alterações no comportamento global da estrutura associadas ao aumento da largura do vão do modelo. Para esse efeito, seleciona-se um conjunto de parâmetros de comparação, considerados relevantes para o comportamento geral da estrutura. Com esses resultados pretende-se esclarecer a sensibilidade das curvas de comportamento global da estrutura em relação à alteração do vão da mesma e perceber o limite a partir do qual é necessário recorrer a novos modelos numéricos para estabelecer o comportamento das estruturas com o vão alterado.

Paralelamente, pretende-se também verificar a possibilidade de extrapolar os valores obtidos de simulações numéricas para carregamentos horizontais monotónicos para curvas de comportamento que seriam obtidas através de simulações numéricas com carregamentos cíclicos. Caso seja possível essa extrapolação, o carregamento monotónico seria uma ferramenta útil para o estudo de estruturas sujeitas a carregamentos cíclicos, de forma mais rápida e sem perder a exatidão dos valores obtidos. Nesta secção comparam-se ainda os resultados obtidos das simulações numéricas cíclicas realizadas com determinados modelos com os resultados resultantes das simulações numéricas monotónicas realizadas, constituindo mais uma ferramenta de avaliação da adequabilidade do recurso a simulações numéricas com cargas monotónicas em alternativa às simulações numéricas com cargas cíclicas.

4.2. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS MONOTÓNICAS E SIMULAÇÕES NUMÉRICAS CÍCLICAS

4.2.1 – Simulações numéricas monotónicas e cíclicas aos modelos originais

As análises numéricas com cargas cíclicas com recurso a modelos de elementos finitos refinados, têm demonstrado ser ferramentas válidas para a representação do comportamento global estrutural dos pórticos de betão armado com painéis de alvenaria, como foi demonstrado no capítulo 3. Contudo,

devido ao comportamento não linear envolvido nesse tipo de análises, estas requerem um grande esforço computacional, não sendo muito viáveis para a análise de estruturas muito complexas que necessitem dum tempo de análise considerável.

Para salvaguardar a exatidão dos resultados obtidos e a capacidade de representar os mecanismos de rotura associados a estes sistemas estruturais, a não linearidade e a diversificação de fenómenos e de parâmetros inerentes às estruturas não pode ser evitada. Todavia, para contornar o esforço computacional requerido nesse tipo de análises, avalia-se o desempenho das análises com cargas monotónicas e a sua competência na capacidade de representar os mecanismos de rotura possíveis e na representação da curva de comportamento global da estrutura. Essa hipótese, caso seja verdadeira, possibilita a representação da não linearidade do comportamento inerente a esses sistemas com um menor esforço computacional.

Neste raciocínio, os modelos DO2, DX1, DX2, WO2, WO3 e WO4 foram sujeitos a simulações numéricas cíclicas (Mohamed, H., 2016) e os resultados obtidos nessas simulações foram comparados com resultados obtidos com simulações numéricas com carregamentos monotónicos das mesmas estruturas. O objetivo passa por perceber as particularidades que estão associadas às simulações numéricas com carregamentos monotónicos e a validade das mesmas na representação da curva global do sistema estrutural quando sujeito a carregamentos cíclicos.

Para melhor análise e simplificação do problema proposto, dividem-se os modelos estudados em duas tipologias de acordo com as características da sua abertura. Desta forma, os modelos foram divididos em dois grupos. O grupo I relativamente aos modelos com portas, nomeadamente DO2, DX1 e DX2 e o grupo II, os modelos com janelas, nomeadamente, WO2, WO3 e WO4. As características gerais desses pórticos encontram-se no quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Características gerais dos modelos originais de acordo com as figuras 3.9 e 2.10

Espécimes	Descrição do espécime	Dimensão da abertura L_a/L	Localização da abertura X/L	$L_w(m)$	$h_w(m)$	$l_o(m)$	$h_o(m)$
WO2	Janela centrada	0.25	0.50	1.2	0.8	0.3	0.333
WO3	Janela centrada	0.375	0.50	1.2	0.8	0.46	0.333
WO4	Janela centrada	0.5	0.50	1.2	0.8	0.6	0.333
DO2	Porta centrada	0.25	0.50	1.2	0.8	0.3	0.666
Dx1	Porta não centrada	0.25	0.1667	1.2	0.8	0.3	0.666
Dx2	Porta não centrada	0.25	0.3333	1.2	0.8	0.3	0.666

As curvas de comportamento da estrutura obtidas das simulações numéricas com carregamentos cíclicos estão representadas pela sua envolvente, de modo a facilitar a comparação com as curvas de comportamento da estrutura obtidas das simulações numéricas com carregamentos monotónicos. As curvas de comportamento obtidas das simulações numéricas com cargas monotónicas apenas estão representadas para carregamentos monotónicos positivos, para simplificação da análise, admitindo que a curva do comportamento estrutural é aproximadamente simétrica para carregamentos com o sentido oposto. Nas figuras seguintes, estão representadas as curvas de força lateral-deslocamento obtidas nas simulações numéricas com cargas monotónicas e as envolventes das curvas de força-deslocamento obtidas dos ensaios experimentais (Kakaletsis, D., 2009, Kakaletsis, D.J. and Karayannis, C.G., 2008) e de simulações numéricas com cargas cíclicas. Os deslocamentos estão representados em drifts laterais para uma melhor análise e interpretação dos resultados. As curvas resultantes dessas análises estão representadas nas figuras de 4.1 a 4.6.

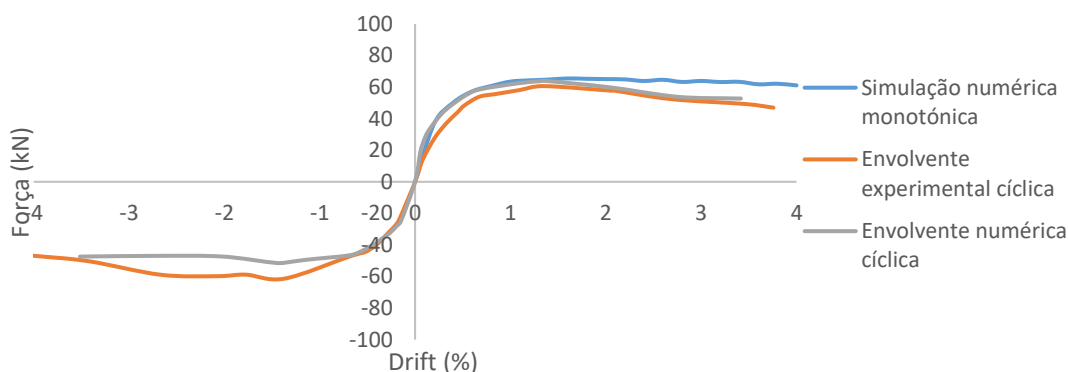


Figura 4.1 – Curvas de força-drift resultantes das diferentes análises ao modelo DO2

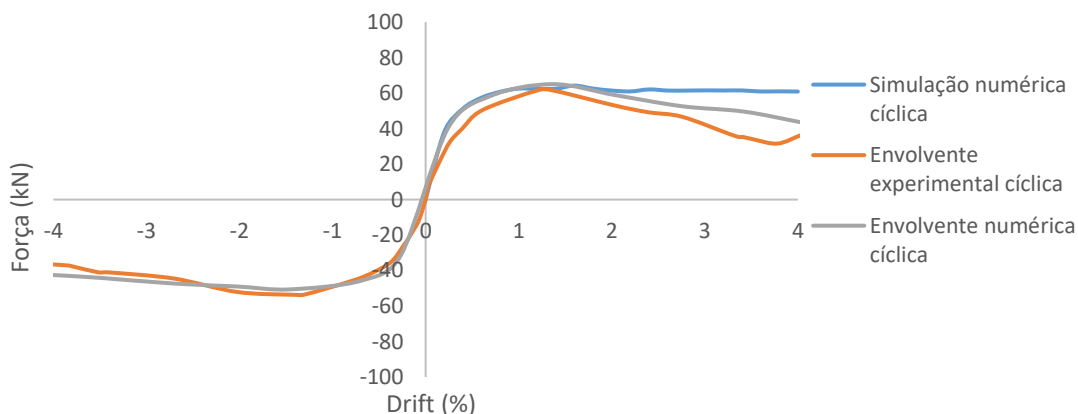


Figura 4.2 - Curvas de força-drift resultantes das diferentes análises ao modelo DX1

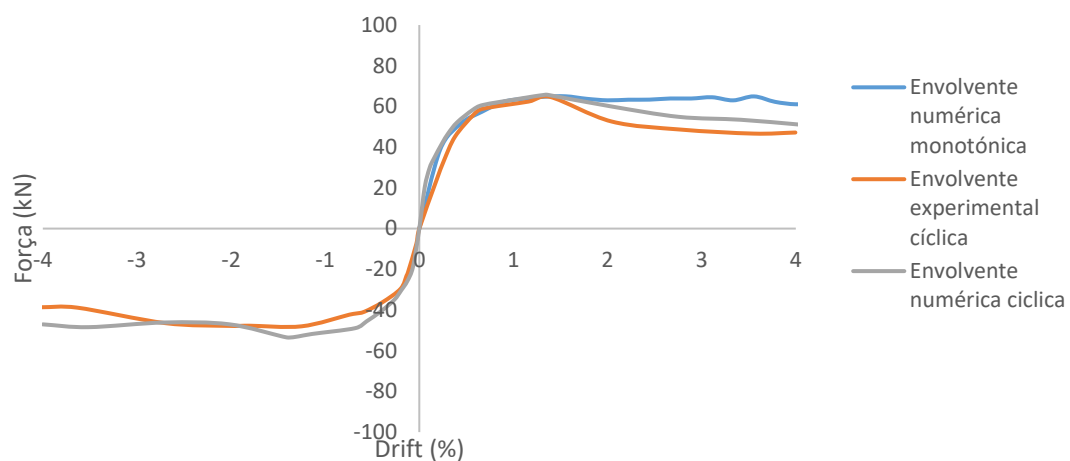


Figura 4.3 - Curvas de força-drift resultantes das diferentes análises ao modelo DX2

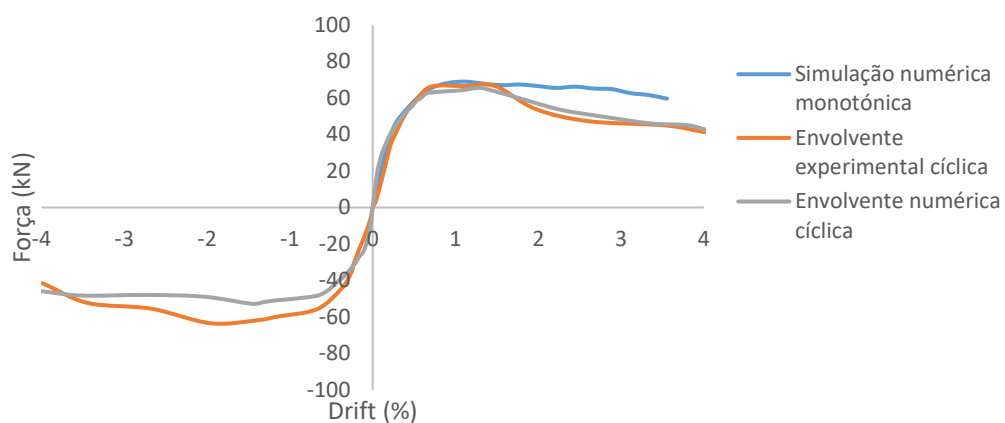


Figura 4.4 - Curvas de força-drift resultantes das diferentes análises ao modelo WO2

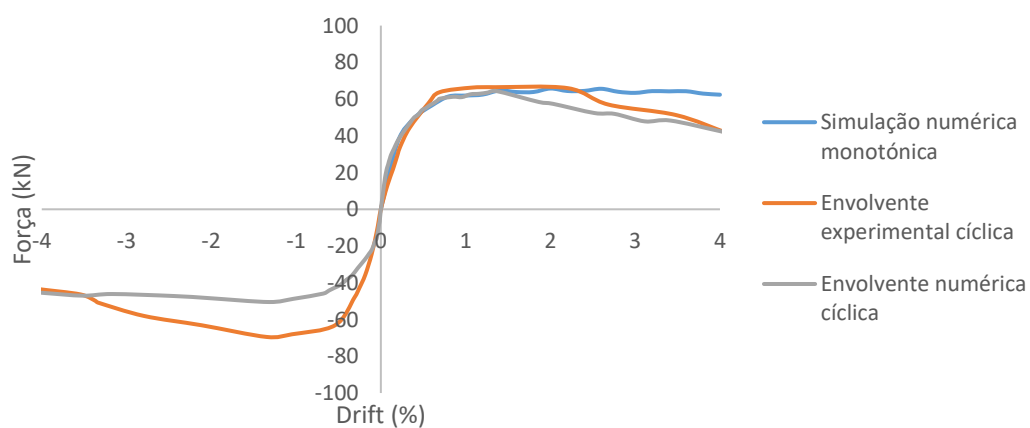


Figura 4.5 - Curvas de força-drift resultantes das diferentes análises ao modelo WO3

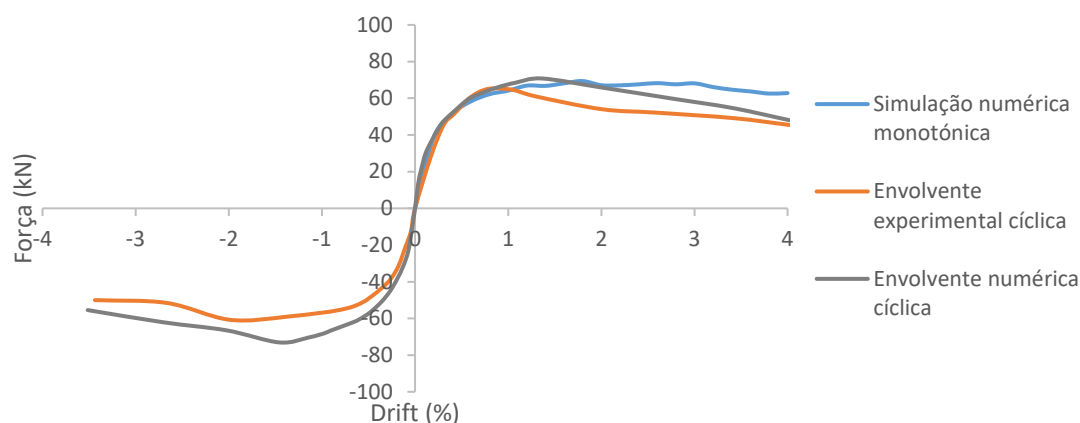


Figura 4.6 – Curvas de força-drift resultantes das diferentes análises ao modelo WO4

A análise dos gráficos representados revela uma boa aproximação de alguns parâmetros obtidos nas simulações numéricas com carregamentos monotónicos em relação às simulações numéricas com carregamentos cíclicos, nomeadamente, a rigidez inicial, a força lateral máxima obtida e o drift associados a essa força. Contudo, a simulação numérica com carregamentos monotónicos apresenta algumas limitações na representação da degradação pós-pico obtida nos carregamentos cíclicos. Apesar de se observar uma boa aproximação à simulação numérica com carga cíclica, numa fase inicial, capturando a rigidez inicial e o ponto a partir do qual essa rigidez sofre uma redução (e a curva sofre consequentemente um desvio) até atingir a força máxima, após a força máxima a curva da simulação numérica com carga monotónica mantém-se aproximadamente constante, não capturando a degradação identificada na simulação numérica com carga cíclica. Esse afastamento entre as duas curvas atinge valores consideráveis. É perceptível pela análise dos gráficos que relativamente às estruturas do grupo I, quanto mais ao centro do painel estiver localizada a porta, menor é o decréscimo verificado em relação a simulação numérica com carga cíclica. Consequentemente, o erro na estimativa da degradação é superior para o modelo DX1 em relação aos modelos DO2 e DX2 atingindo distanciamentos acima dos 50%. Assim sendo, as curvas evidenciam que as análises monotónicas tendem a não captar devidamente a fase da degradação da curva de comportamento. Para as estruturas do grupo II, todas as janelas estão localizadas no centro do painel, não sendo evidenciada uma clara aceleração no decréscimo do valor da força máxima em nenhum dos modelos, contudo, as janelas com maiores dimensões tendem a conduzir a uma maior ductilidade por parte dos painéis em alvenaria.

A simulação numérica com carregamentos cíclicos, como era de prever, tem uma maior capacidade de representar a curva obtida nos ensaios experimentais, capturando bem os parâmetros anteriormente referenciados, bem como a degradação do sistema estrutural. Para a uniformização dos parâmetros considerados relevantes para a validação das simulações numéricas com cargas monotónicas e para a melhor quantificação desses parâmetros procedeu-se à linearização das curvas de comportamento obtidas através dos procedimentos descritos em seguida.

4.2.2 – Linearização das curvas de forças-drifts

As curvas envolventes das simulações numéricas com cargas cíclicas e as curvas provenientes de simulações numéricas com cargas monotónicas apresentam uma configuração semelhante, da qual, para simplificar a interpretação e comparação de resultados, se identificam 5 parâmetros para auxiliar a caracterização e descrição dos estudos. Os parâmetros são a força lateral máxima registada F_{max} , o deslocamento associado à força lateral máxima δ_m , a rigidez inicial K_1 e a força e deslocamentos associados à rigidez inicial, isto é, a força F_1 e o deslocamento δ_1 registados aquando da primeira redução na rigidez do sistema estrutural. Para a determinação desses parâmetros, recorreu-se à linearização das curvas de comportamento obtidas através dos ensaios experimentais e das simulações numéricas. A linearização é realizada de forma a encontrar a melhor aproximação linear da função que

reflete o comportamento da curva de comportamento estrutural. Admite-se que apesar da uniformização dos procedimentos para a linearização, esta possa estar sujeita a alguma variabilidade em algumas situações devido às irregularidades associadas às curvas, condicionando a definição dos parâmetros F_1 e δ_1 , e consequentemente condicionando ligeiramente a definição da rigidez inicial K_1 (a rigidez inicial é definida pelo quociente entre F_1 e δ_1). Os parâmetros de força lateral máxima e do drift associado a esta força apresentam uma maior objetividade na sua definição. As figuras 4.7 e 4.8 ilustram a definição destes parâmetros através da linearização para as simulações numéricas com cargas monotónicas e cíclicas respetivamente.

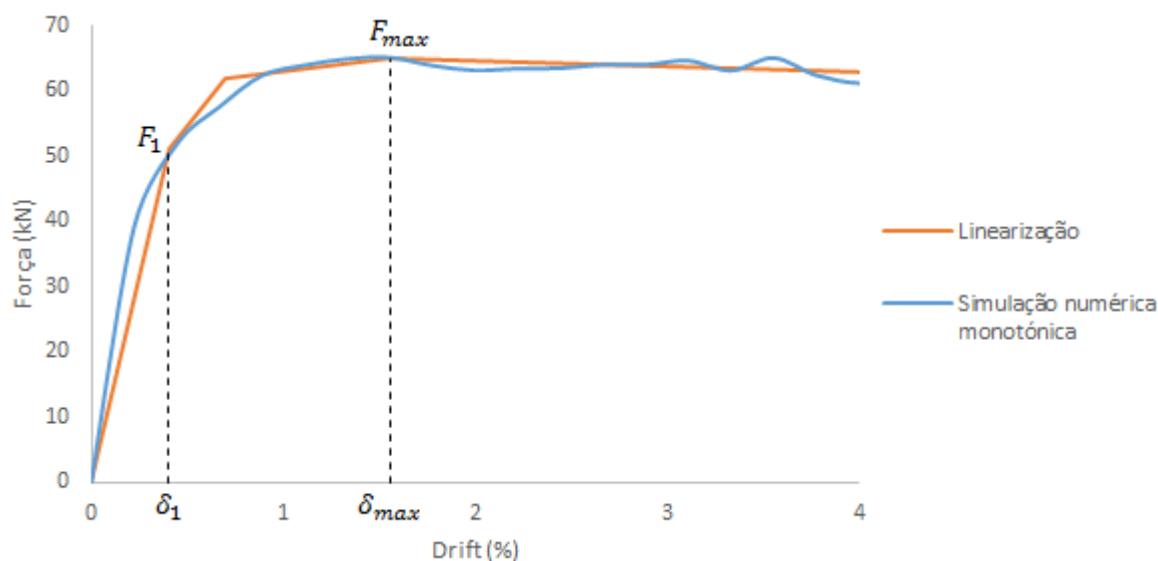


Figura 4.7 – Exemplo de linearização para uma simulação numérica monotónica

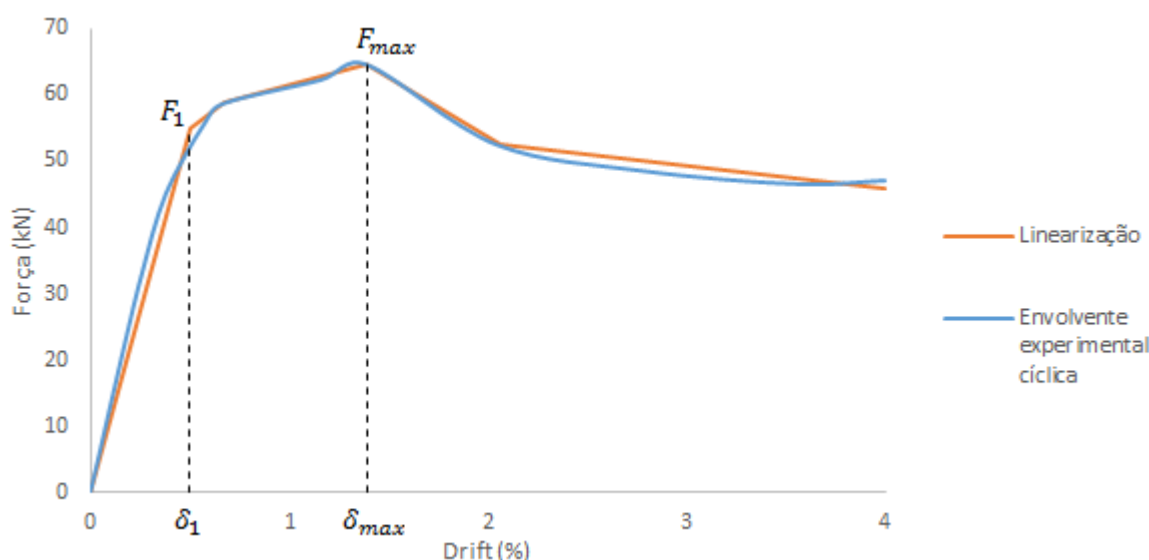


Figura 4.8 – Exemplo de uma linearização para uma simulação numérica cíclica

As figuras de 4.9 a 4.14 ilustram as linearizações consideradas para as envolventes das simulações numéricas com cargas cíclicas e experimentais e para as simulações numéricas com monotónicas em cada um dos modelos. Os dados que serão apresentados posteriormente têm como base as linearizações ilustradas.

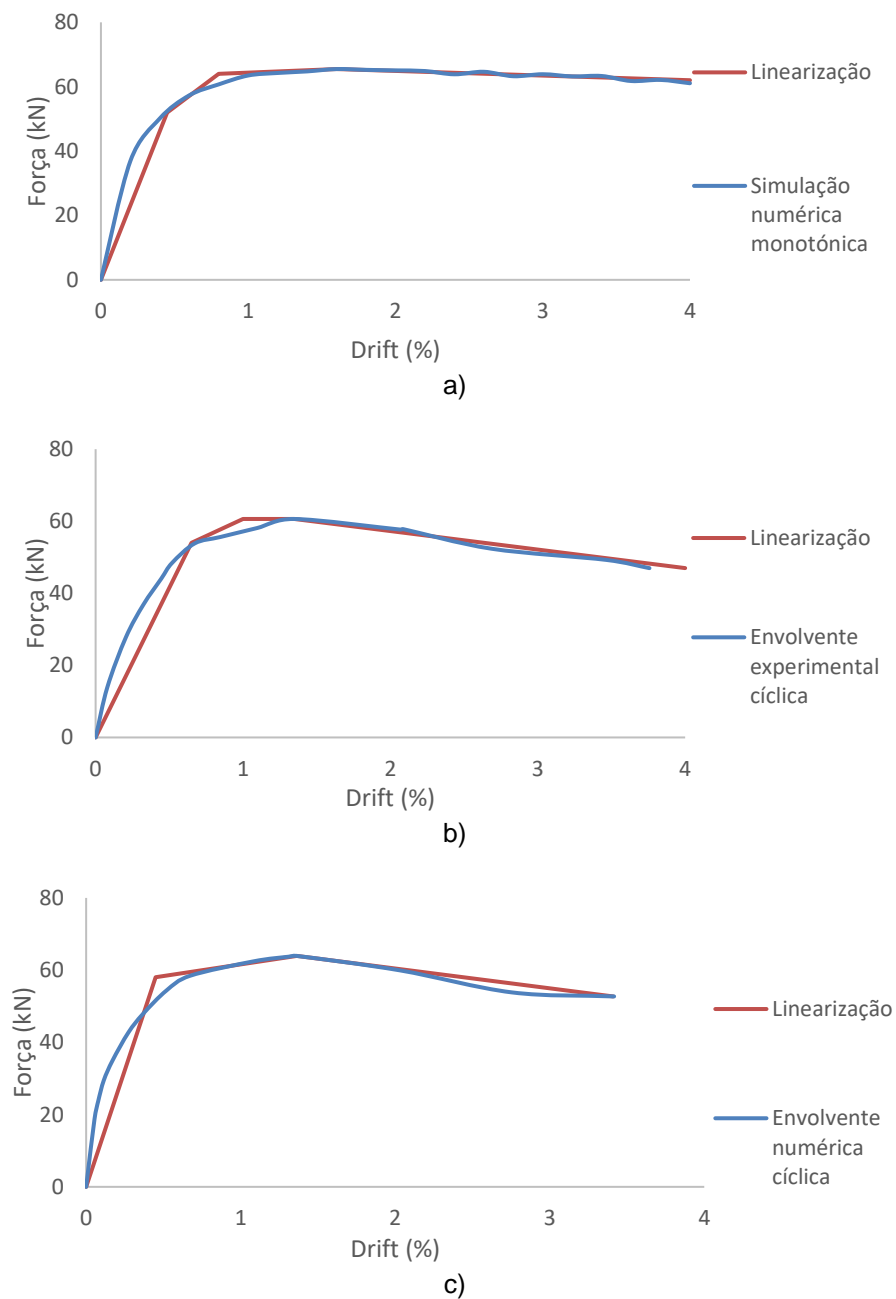


Figura 4.9 – Linearizações associadas ao modelo DO2

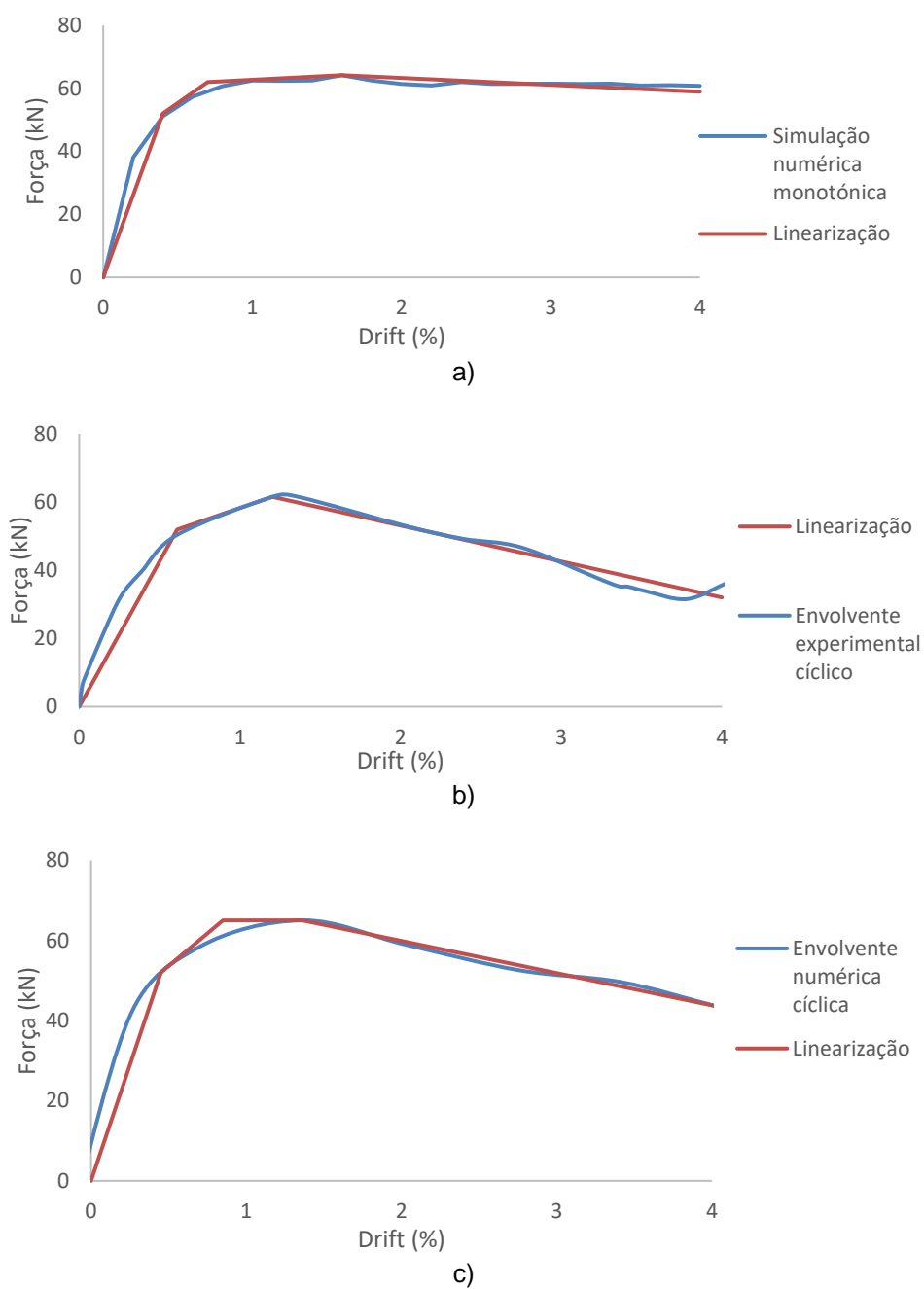


Figura 4.10 – Linearizações associadas ao modelo DX1

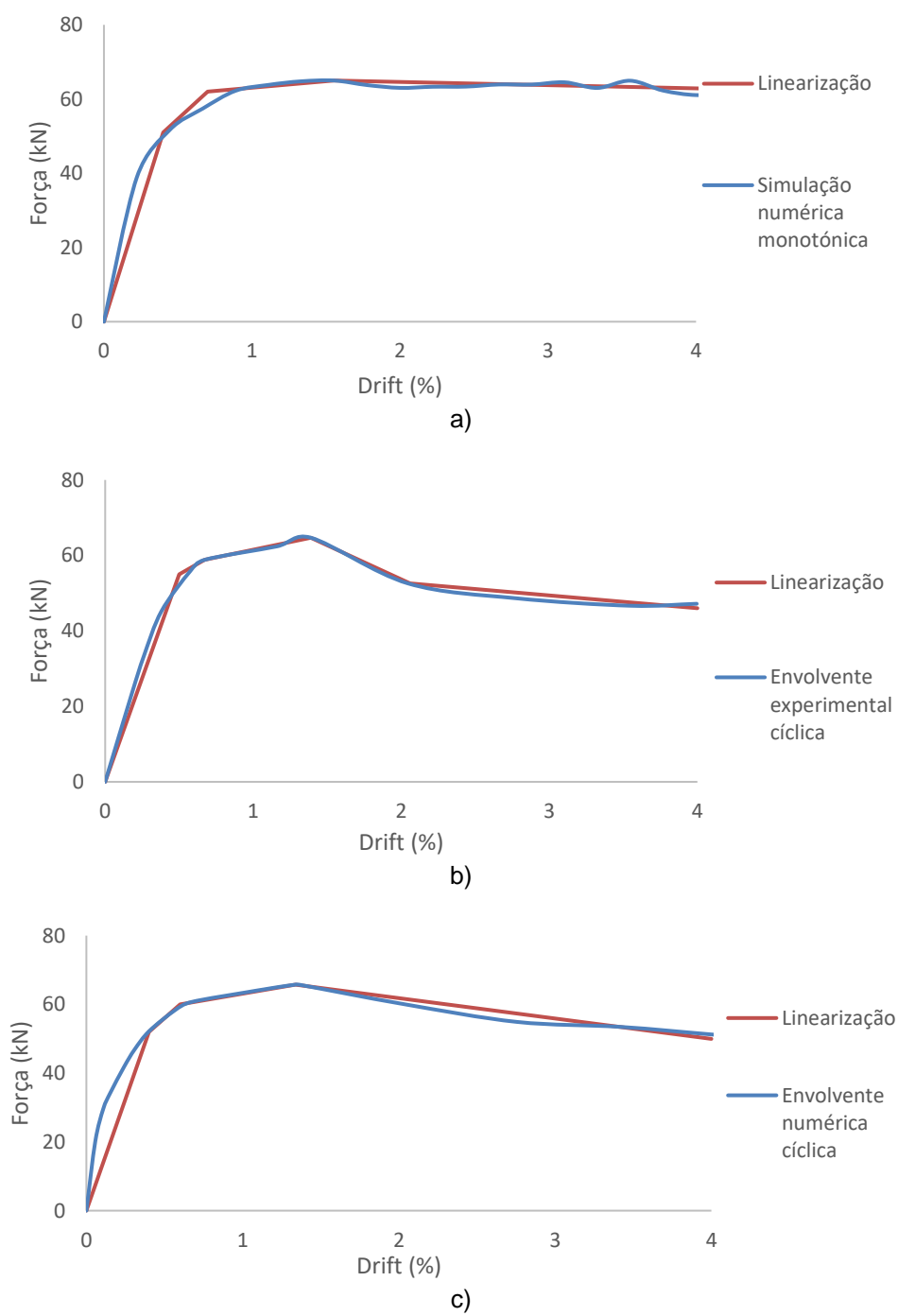


Figura 4.11 – Linearizações associadas ao modelo DX2

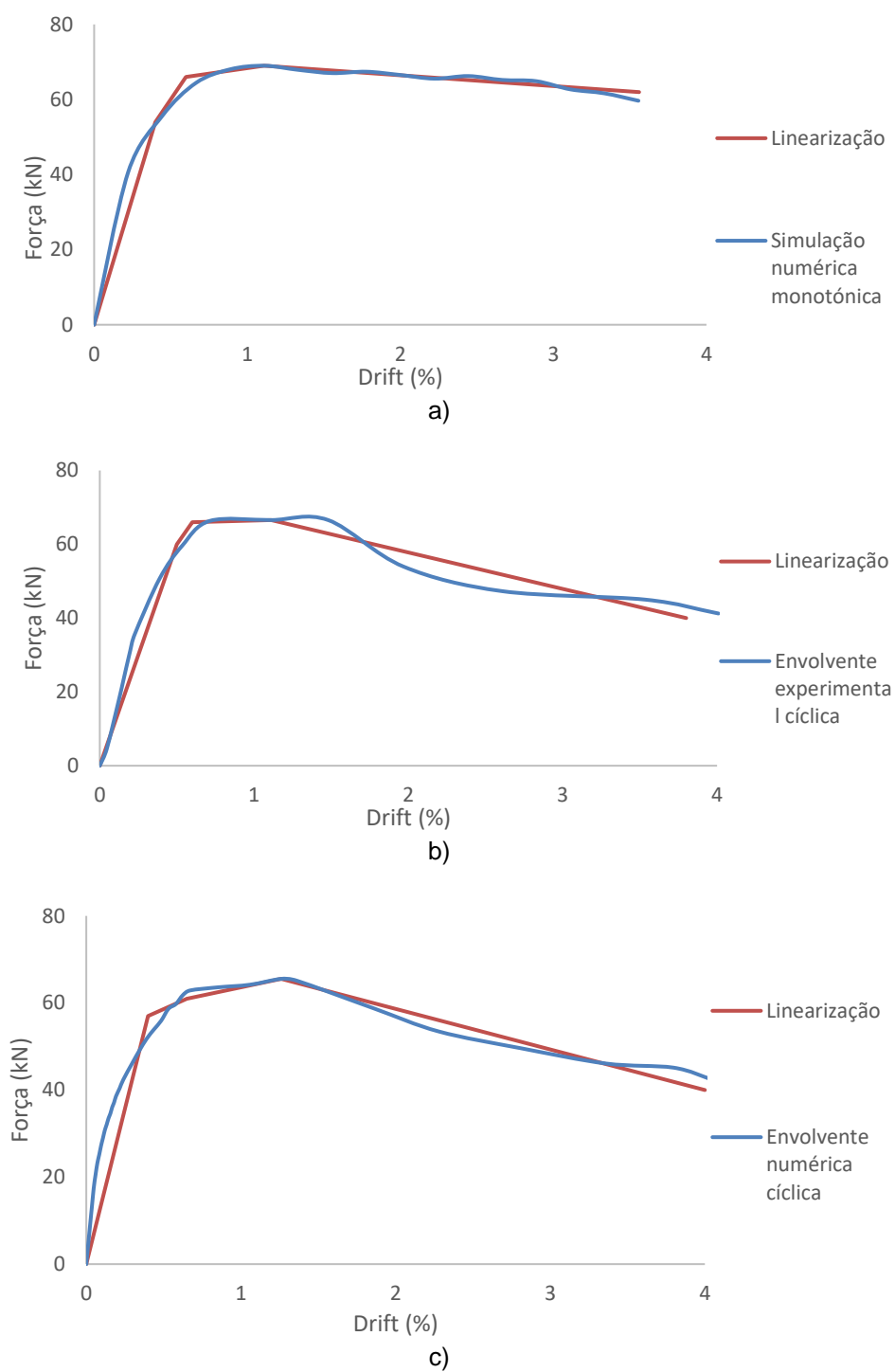


Figura 4.12 – Linearizações associadas ao modelo WO2

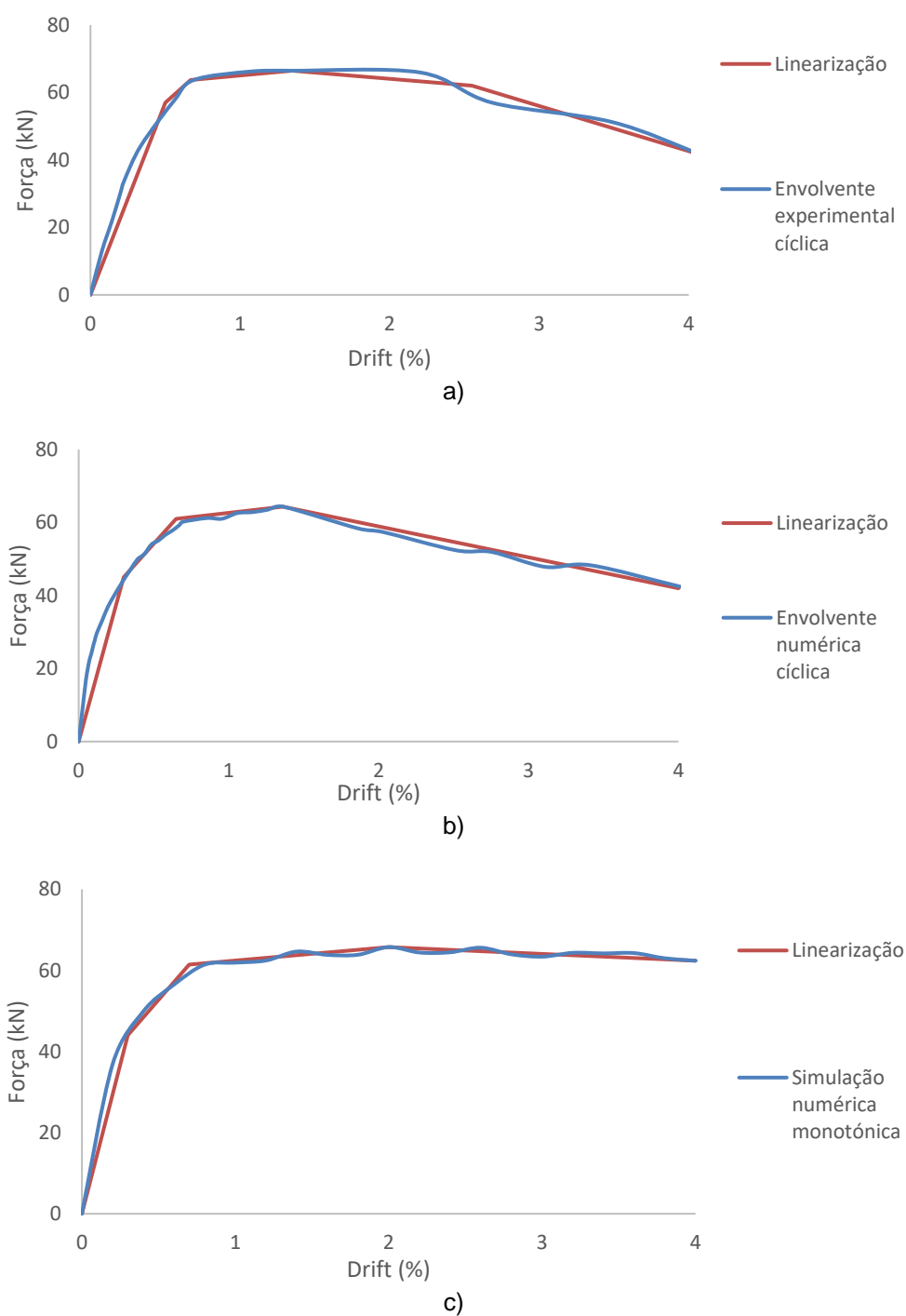


Figura 4.13 – Linearizações associadas ao modelo WO3

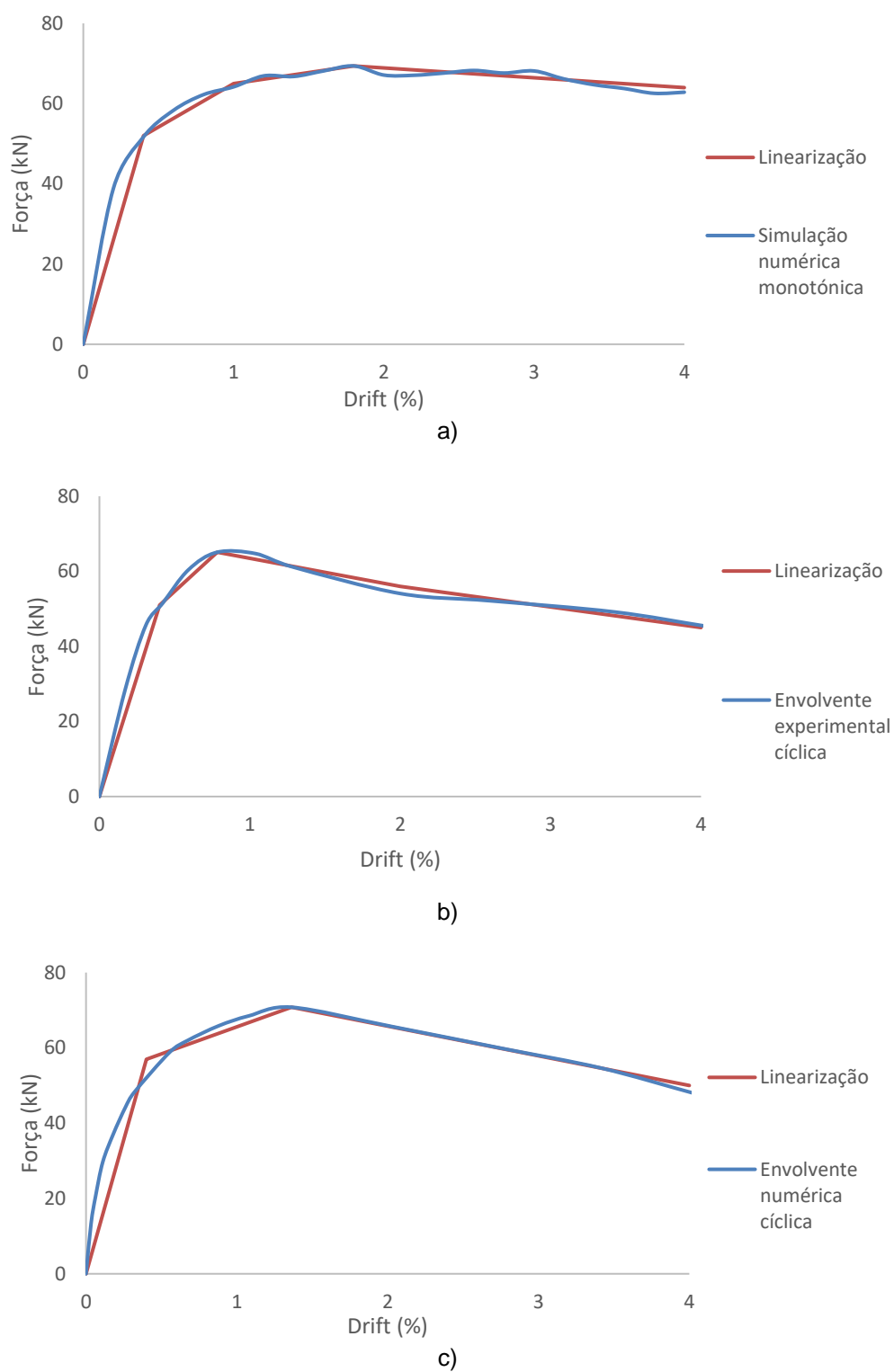


Figura 4.14 – Linearizações associadas ao modelo WO4

4.2.3 – Validação das simulações numéricas monotónicas

Nos quadros 4.2 e 4.3 estão representados os valores obtidos a partir de cada uma das curvas para o grupo I (estruturas com portas) e grupo II (estruturas com janelas) respetivamente através da linearização anteriormente descrita. É possível identificar que F_1 não varia muito para qualquer uma das análises, contudo, geralmente o deslocamento associado a esse valor δ_1 , é inferior nas simulações numéricas monotónicas e cíclicas em relação ao obtido na curva experimental cíclica. Uma das justificações para essa tendência é a maior rigidez inicial verificada tanto nas simulações numéricas monotónicas como nas simulações numéricas cíclicas. Relativamente à força lateral máxima F_{max} , os valores das simulações numéricas monotónicas e cíclicas aproximam-se com um rigor considerável ao valor obtido da envolvente experimental, sendo, portanto, um valor realístico dos dados experimentais. O drift lateral associado à força máxima, $\delta_{máx}$ envolve uma maior incerteza, contudo, geralmente os valores obtidos nas simulações numéricas cíclicas são mais aproximados. Os valores de $\delta_{máx}$ obtidos nas simulações numéricas monotónicas constituem geralmente o maior valor das três análises consideradas. Relativamente à rigidez inicial K_1 , como anteriormente referido, os valores obtidos são superiores nas simulações numéricas monotónicas e cíclicas relativamente aos ensaios experimentais (consequentemente pode ter influência na redução do δ_1). Os valores entre as simulações numéricas cíclicas e monotónicas para a rigidez inicial apresentam em geral uma boa aproximação.

Quadro 4.2 – Valores dos parâmetros para o Grupo I

Modelos	Curvas	K_1 (kN/m)	F_1 (kN)	δ_1 (mm)	F_{max} (kN)	$\delta_{máx}$ (mm)
DO2	Envolvente experimental cíclica	9230.77	54	5.85	60.63	12.13
	Envolvente numérico cíclico	14320.99	58	4.05	63.95	12.26
	Envolvente numérico monotónico	12839.51	52	4.05	65.492	14.4
DX1	Envolvente experimental cíclica	9183.97	52	5.49	61.56	10.82
	Envolvente numérico cíclico	12839.51	52	4.05	65.027	12.26
	Envolvente numérico monotónico	14444.44	52	3.6	64.2	14.4
DX2	Envolvente experimental cíclica	12222.22	55	4.5	64.69	12.51
	Envolvente numérico cíclico	14444.44	52	3.6	65.74	12.03
	Envolvente numérico monotónico	14166.67	51	3.6	64.99	14

Quadro 4.3 – Valores dos parâmetros para o Grupo II

Modelos	Curvas	K_1 (kN/m)	F_1 (kN)	S_1 (mm)	F_{max} (kN)	$\delta_{máx}$ (mm)
WO2	Envolvente experimental cíclica	13333.33	60	4.5	66.56	9.99
	Envolvente numérico cíclico	13111.11	59	4.5	65.54	11.34
	Envolvente numérico monotónico	15000	54	3.6	68.993	10
WO3	Envolvente experimental cíclica	12666.67	57	4.5	66.46	12.13
	Envolvente numérico cíclico	16666.67	45	2.7	64.38	12.26
	Envolvente numérico monotónico	16296.30	44	2.7	65.74	18
WO4	Envolvente experimental cíclica	14166.67	51	3.6	65.08	7.05
	Envolvente numérico cíclico	15833.33	57	3.6	70.80	12.26
	Envolvente numérico monotónico	14444.44	52	3.6	69.38	16.2

O capítulo 3 demonstra que as simulações numéricas cíclicas são competentes e válidas na representação do comportamento global da estrutura obtido experimentalmente, com uma aproximação considerável dos dados obtidos experimentalmente. Nesse sentido, avalia-se o erro associado ao recurso a simulações numéricas monotónicas em alternativa a simulações numéricas cíclicas, isto é, o erro adicional ao erro obtido das simulações numéricas cíclicas. Este erro denomina-se por ε_1 durante este capítulo e foi calculado de acordo com a expressão (4.1) para 3 parâmetros, nomeadamente, a rigidez inicial K_1 , a força lateral máxima F_{max} e o drift associado à força lateral máxima δ_{max} . A análise desse erro revela que em termos da força lateral máxima, o erro adicional referente ao uso de análises monotónicas não ultrapassa os 5%. Por outro lado, ε_1 reforça a ideia de haver alguma dispersão e incerteza na definição do drift associado à força máxima, sendo geralmente sobrestimado. As simulações numéricas monotónicas resultam numa boa aproximação da rigidez inicial calculada através da simulação numérica com carregamentos cíclicos. No entanto, realça-se que o valor resultante da simulação numérica para carregamento cíclico já contém algum erro de sobrestimação. O quadro 4.2 demonstra os valores associados a ε_1 para cada uma das análises. Admite-se, contudo, alguma variabilidade associada ao processo de linearização através do qual foram calculados os valores da rigidez inicial K_1 .

$$\varepsilon_1 = \frac{(X_m - X_c)}{X_c} + 1 \quad (4.1)$$

em que X_m é o valor do parâmetro resultante da simulação numérica com carregamento cíclico e X_c é o valor do parâmetro resultante da simulação numérica com carregamento monotónico.

Quadro 4.4 – Valores de ε_1 obtidos para os parâmetros considerados

Parâmetros	DO2	DX1	DX2	WO2	WO3	WO4
F_{max}	1.02	0.99	0.99	1.05	1.02	0.98
δ_{max}	1.17	1.17	1.16	0.88	1.47	1.32
K_1	0.90	1.00	0.98	0.93	0.98	0.96

Da análise do quadro 4.4 e com atenção às características dos modelos, é possível identificar algumas relações consoante as dimensões, localização e tipologia das aberturas dos painéis de enchimento em relação ao erro considerado. Em relação ao grupo I, é possível perceber que consoante a localização das portas existe uma tendência para o aumento ou diminuição do valor do erro da rigidez inicial K_1 e da força lateral máxima F_{max} . O erro ε_1 associado à simulação numérica monotónica para K_1 tende a aumentar quanto mais próximo do pilar estiver a porta, isto é, quanto menor a relação entre X/L (figura 3.9), maior será o valor absoluto do erro. Para o modelo da porta centrada DO2 o valor é subestimado em 10%, para o caso da porta ligeiramente descentrada DX2, o valor é subestimado em apenas 2% e por fim para o caso da porta junto ao pilar DX1, o erro obtido é nulo. Em relação ao grupo II, apesar de todas as janelas estarem posicionadas no centro do painel de alvenaria, é possível relacionar as dimensões das aberturas com o erro associado ao recurso às análises monotónicas. Quanto à força lateral máxima F_{max} , apesar de ter variações mínimas, não ultrapassando os 5%, é possível identificar que o valor absoluto do erro associado à força lateral máxima diminui à medida que as dimensões da janela aumentam. Como já referido, as aberturas nos painéis, alteram o comportamento estrutural do sistema, alterando a distribuição de forças no painel e a contribuição do painel para o comportamento global da estrutura, sendo por isso, um aspeto a ser considerado na análise destas estruturas.

Após a análise dos resultados obtidos, conclui-se que a simulação numérica com carregamento horizontal monotónico permite obter de forma adequada os parâmetros associados à curva de comportamento, sobretudo numa fase inicial da mesma. A força máxima suportada pelo sistema antes da redução na rigidez inicial tem uma boa aproximação. Todavia, a análise monotónica envolve uma incerteza na representação da degradação verificada nos carregamentos cíclicos experimentais e numéricos, e consequentemente pode conduzir a um ligeiro aumento do deslocamento associado à força máxima registada. Relativamente à rigidez inicial, a simulação monotónica resulta em valores aproximados dos registados pela simulação numérica cíclica. A simulação numérica cíclica está validada quando confrontada com dados experimentais, como demonstrado no capítulo anterior e admitem-se os erros adicionais calculados. Nesse sentido, o erro adicional envolto na análise numérica monotónica para a rigidez inicial não ultrapassa os 10% o que será considerado admissível nessa dissertação. No quadro 4.5 apresentam-se as médias associadas aos parâmetros estudados para cada um dos grupos bem como os correspondentes coeficientes de variação. Assim sendo, considera-se que a simulação numérica através do carregamento horizontal monotónico apresenta um desempenho satisfatório para o estudo de pórticos de betão armado com painéis de alvenaria com aberturas e irão avaliar-se as respostas estruturais obtidas para as variantes de cada um dos modelos para a simulação numérica a carregamentos monotónicos.

Quadro 4.5 – Média e coeficiente de ε_1 variação de para os diferentes parâmetros considerados

Parâmetros		Grupo I	Grupo II		Grupo I	Grupo II
$F_{máx}$	Média	1.00	1.02	Coeficiente de variação	1.71	2.93
δ_m		1.17	1.22		0.44	20.37
K_1		0.96	0.96		4.68	2.62

4.3. ANÁLISES COM CARGAS MONOTÓNICAS ÀS VARIANTES DOS MODELOS

4.3.1 – Resultados das análises com cargas monotónicas

De acordo com o que foi descrito anteriormente, um dos objetivos da dissertação passa por perceber a sensibilidade da curva força-deslocamento (ou força-drift) dos modelos quando sujeitos a alterações na largura do vão. Dependendo das alterações que forem registradas, é possível perceber que alterações no vão dos respetivos modelos provocam alterações suficientes no comportamento estrutural do sistema de forma a que não possa ser usada a curva de comportamento do modelo original e seja necessário o recurso a um novo modelo ou uma nova estratégia de modelação. Na secção anterior, em suma, fica demonstrado que embora as análises monotónicas apresentem alguma fragilidade na captura da degradação, contrariamente ao que é verificado nas análises numéricas com cargas cíclicas, os erros introduzidos na estimativa de parâmetros como a força lateral máxima ou a rigidez inicial para os modelos considerados devido à utilização de simulações numéricas com cargas monotónicas em vez de simulações numéricas com cargas cíclicas são reduzidos. Esse fato, aliado ao menor esforço computacional requerido para as simulações numéricas com cargas monotónicas justificam a escolha deste tipo de análise para o estudo do comportamento estrutural das variantes dos modelos (descritas no capítulo anterior) quando se consideram determinadas alterações nas condições de geometria.

Para avaliar estas alterações, foram modeladas 4 variantes para cada um dos modelos representativos das campanhas experimentais prosseguidas por Kakaletsis (Kakaletsis, 2008, Kakaletsis, 2009), seguindo a mesma estratégia de modelação proposta por (Mohamed, 2016) e com aumentos graduais de 25% do valor do vão até atingir o dobro da largura. As dimensões das aberturas (porta, janelas) são iguais para todas as variantes, bem como a sua localização no painel de alvenaria. As modelações e as análises monotónicas foram realizadas recorrendo ao software comercial Ansys (ANSYS, 2012). As descrições de cada uma das variantes para cada modelo original encontra-se nos quadros finais do capítulo anterior.

Para uma melhor análise, interpretação e comparação dos resultados prossegue-se com o mesmo formato das curvas resultantes das análises e comparam-se os mesmos parâmetros descritos na linearização dos modelos, nomeadamente, a rigidez inicial, a força lateral máxima, a força e o drift associados à primeira reta de linearização da rigidez inicial, e o drift associado à força lateral máxima (estes parâmetros são definidos de acordo com a linearização de cada uma das variantes). As linearizações estão ilustradas nas figuras de 4.15 a 4.20. Para facilitar a identificação das alterações resultantes do aumento gradual da largura do modelo, estão representadas em conjunto com as curvas de força-deslocamento de cada variante, as curvas obtidas da simulação com carga monotónica a variantes anteriores (com menores dimensões), da simulação numérica cíclica e do ensaio experimental cíclico. Os deslocamentos estão representados em forma de drifts laterais para auxiliar a interpretação e representam-se apenas as zonas correspondentes a drifts positivos por simplificação, admitindo que o comportamento para as envolventes cíclicas e para as simulações monotónicas têm comportamento aproximadamente simétrico para carregamentos de sentido contrário. As figuras representativas das curvas de comportamento obtidas estão representadas de 4.21 a 4.44.

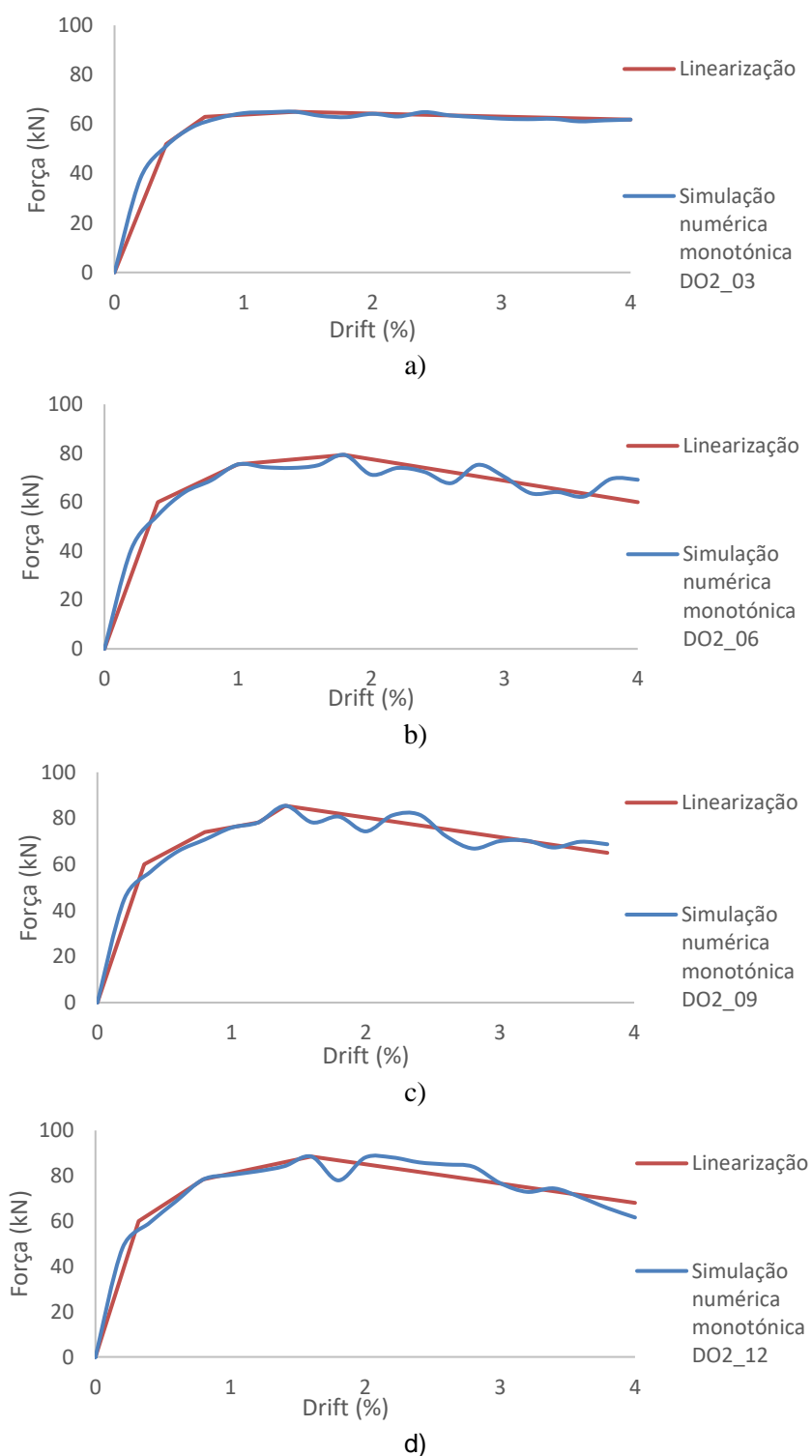
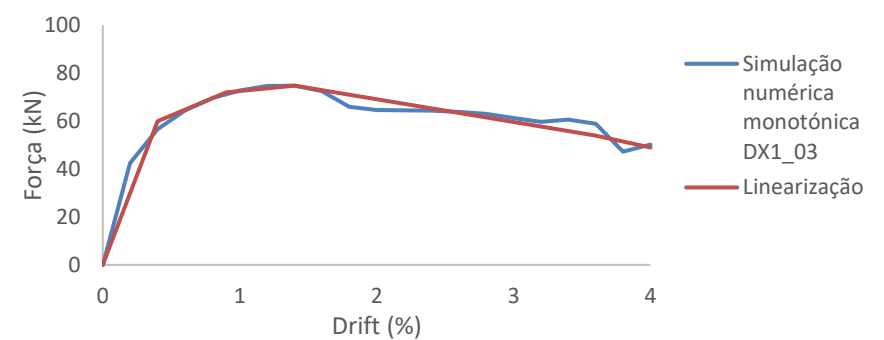
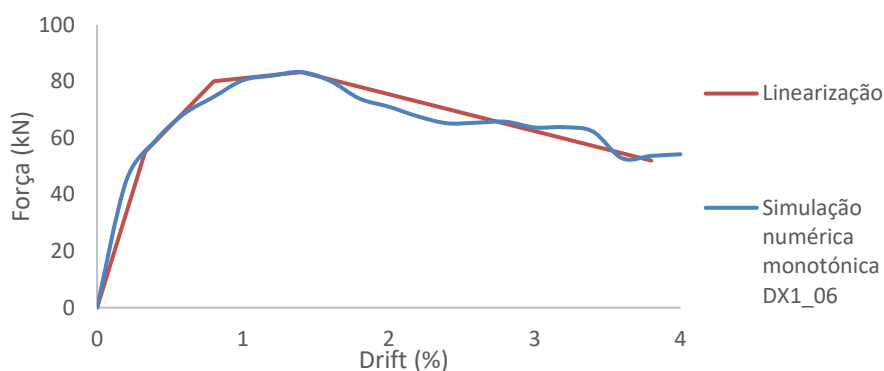


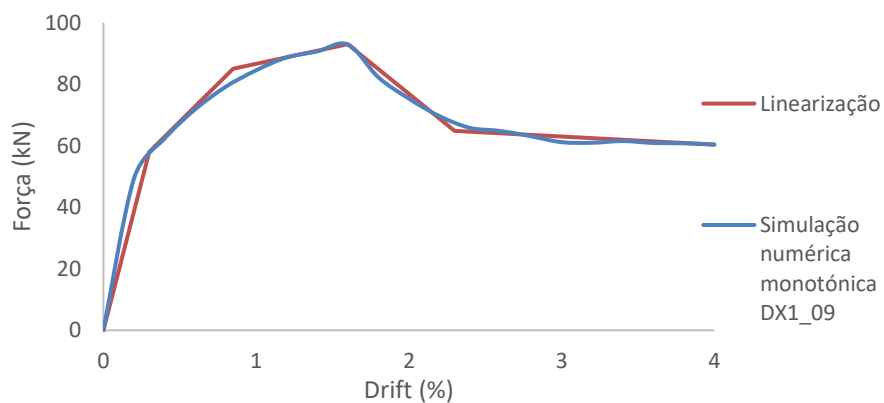
Figura 4.15 – Linearizações das variantes de DO2 a) DO2_03 b) DO2_06 c) DO2_09 d) DO2_12



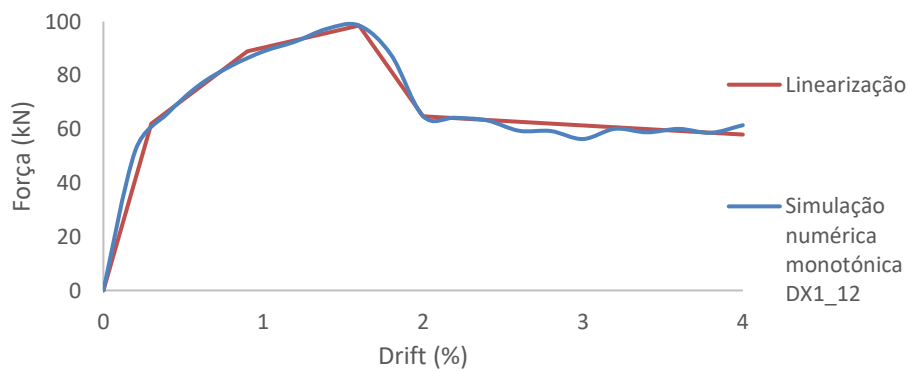
a)



b)

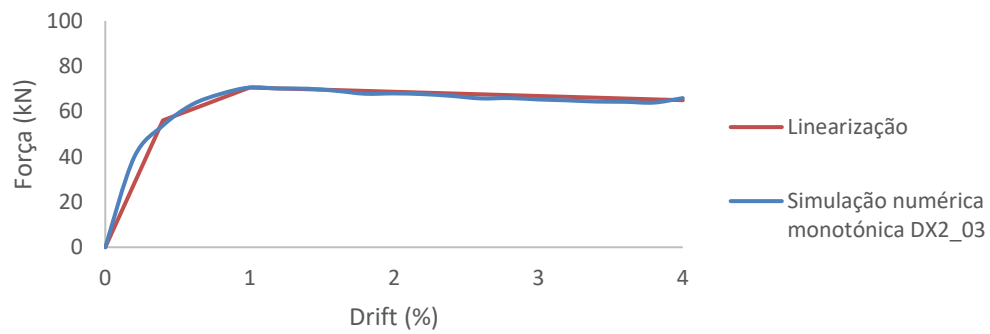


c)

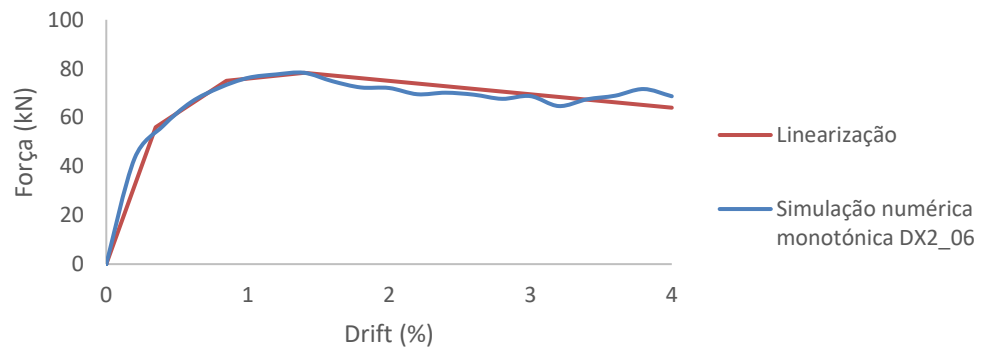


d)

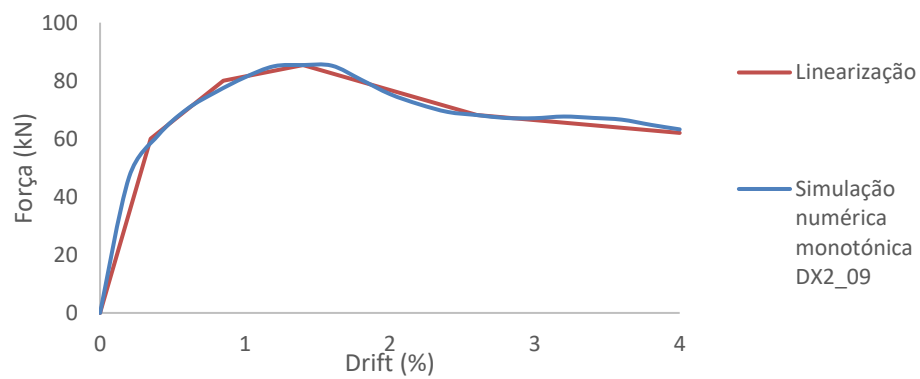
Figura 4.16 - Linearizações das variantes de DX1 a) DX1_03 b) DX1_06 c) DX1_09 d) DX1_12



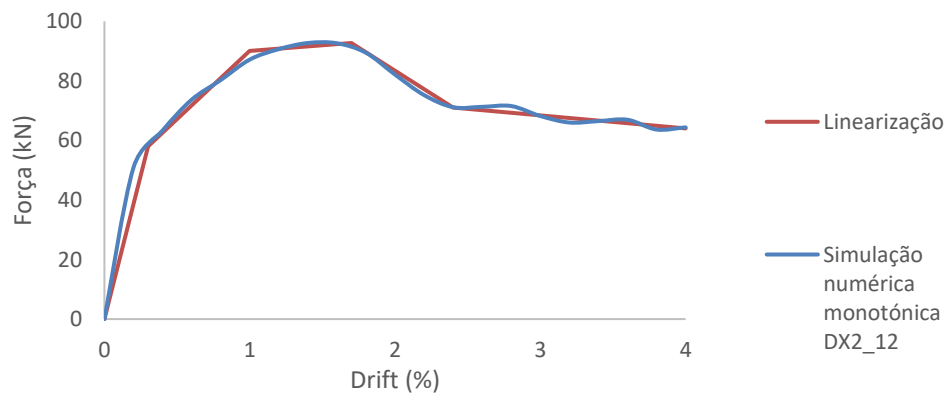
a)



b)



c)



d)

Figura 4.17 - Linearizações das variantes de DX2 a) DX2_03 b) DX2_06 c) DX2_09 d) DX2_12

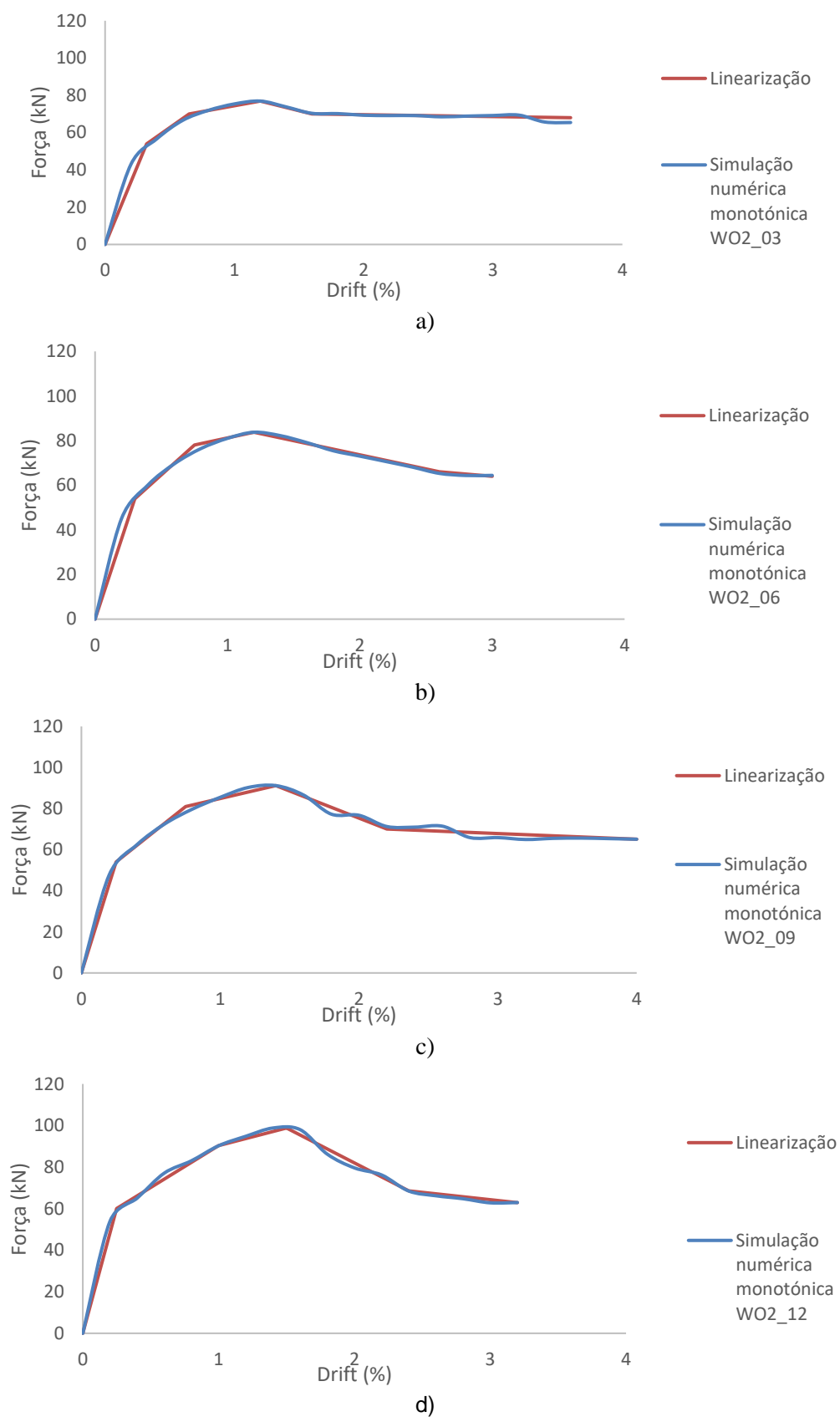


Figura 4.18 - Linearizações das variantes de WO2 a) WO2_03 b) WO2_06 c) WO2_09 d) WO2_12

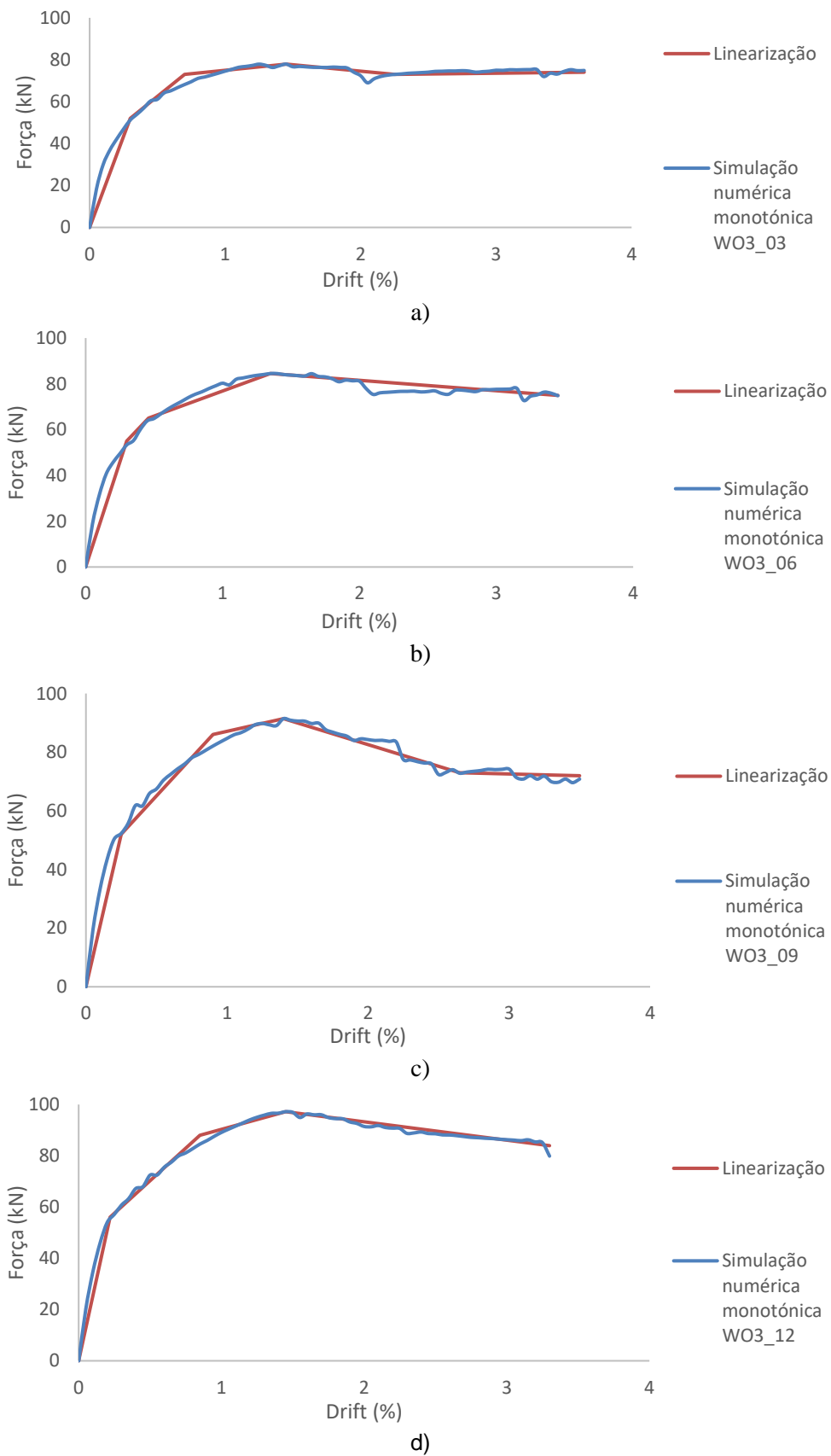


Figura 4.19 - Linearizações das variantes de WO3 a) WO3_03 b) WO3_06 c) WO3_09 d) DO2_12

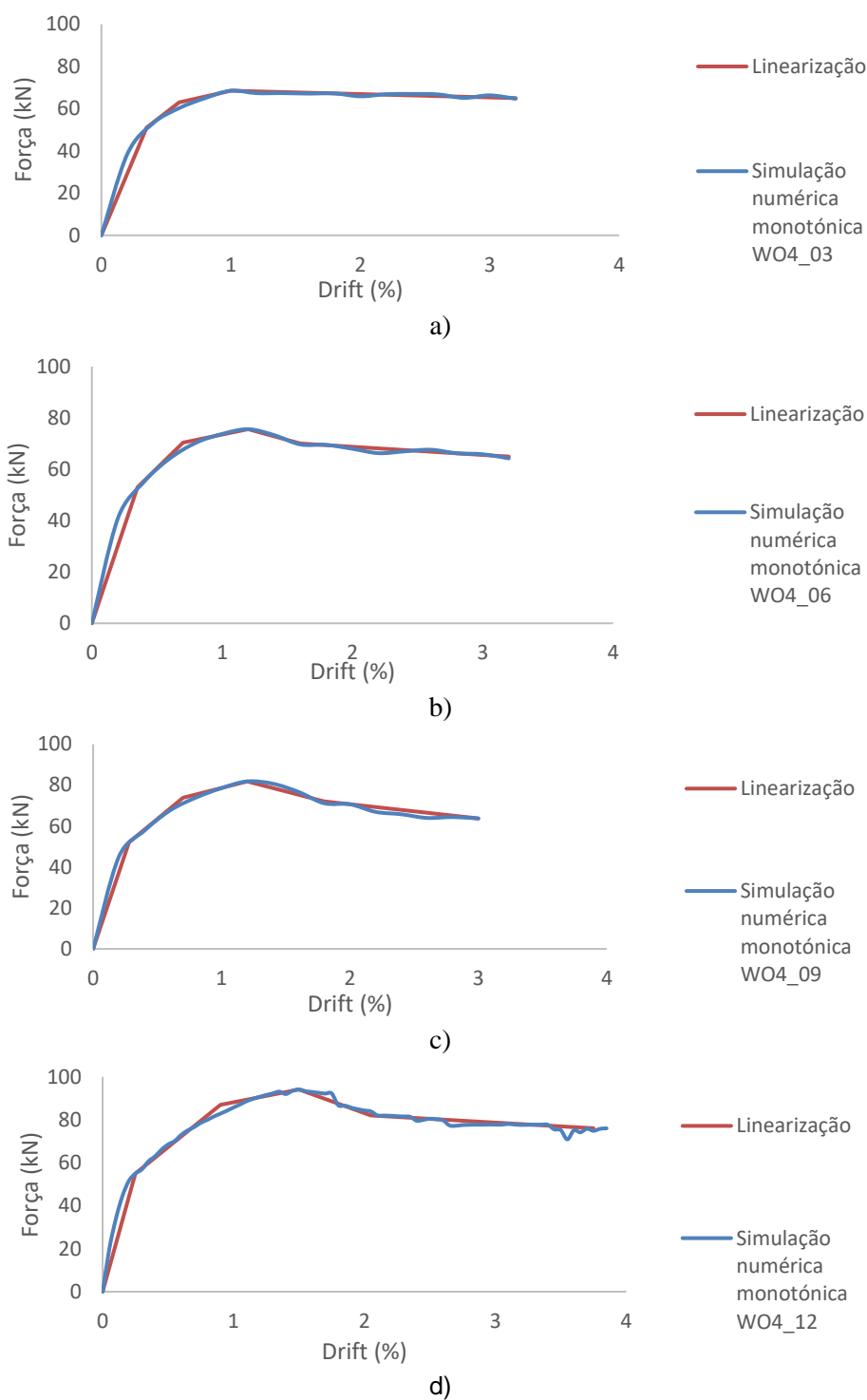


Figura 4.20 - Linearizações das variantes de WO4 a) WO4_03 b) WO4_06 c) WO4_09 d) WO4_12

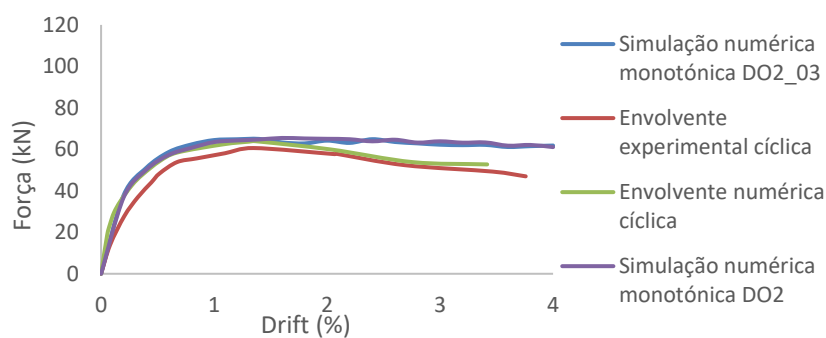


Figura 4.21 – Curvas de força-drift para análise da variante DO2_03

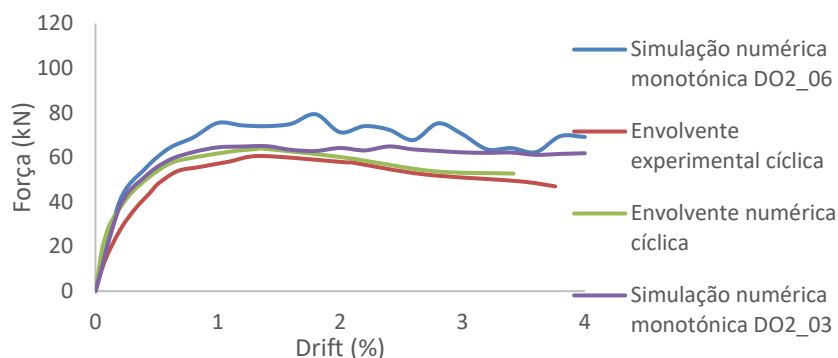


Figura 4.22 – Curvas de força-drift para análise da variante DO2_06

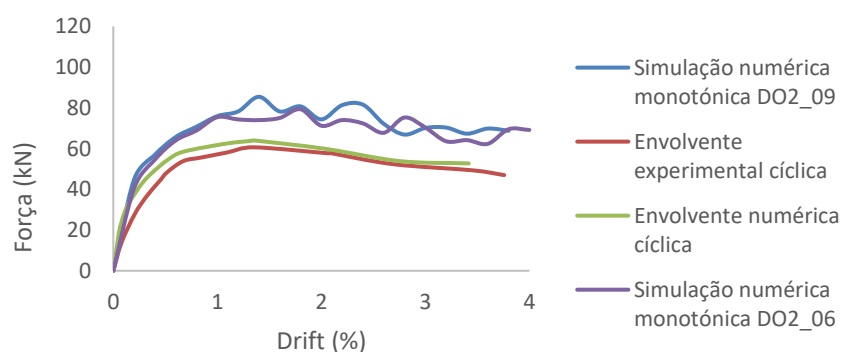


Figura 4.23 - Curvas de força-drift para análise da variante DO2_09

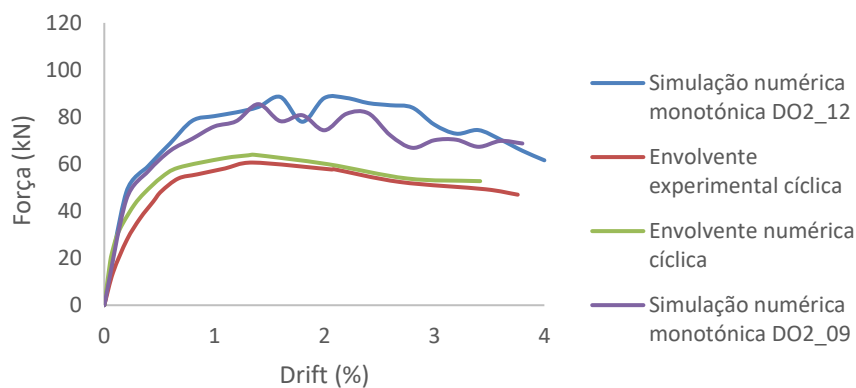


Figura 4.24 - Curvas de força-drift para análise da variante DO2_12

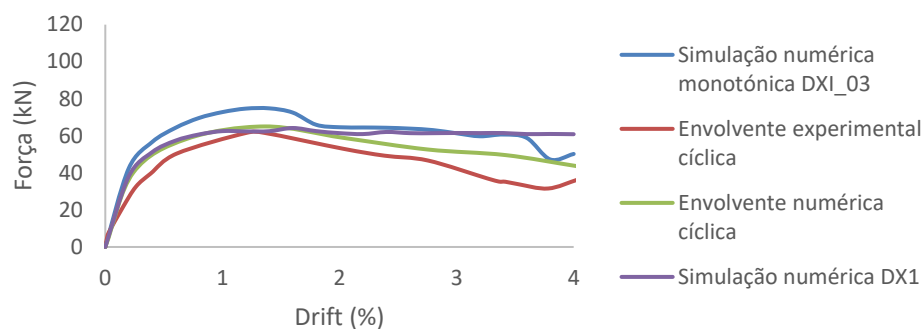


Figura 4.25 - Curvas de força-drift para análise da variante DX1_03

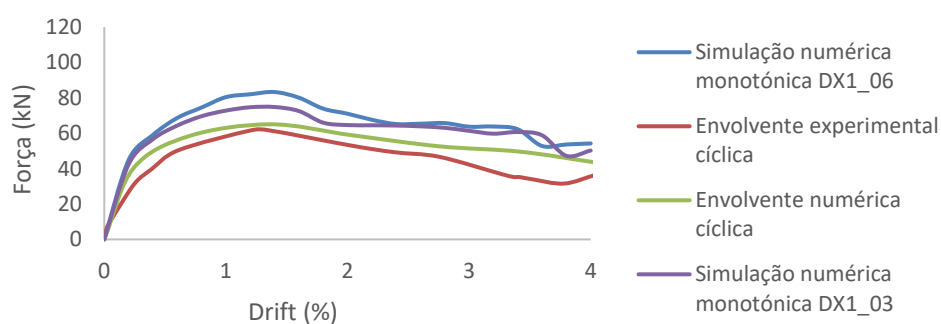


Figura 4.26 - Curvas de força-drift para análise da variante DX1_06

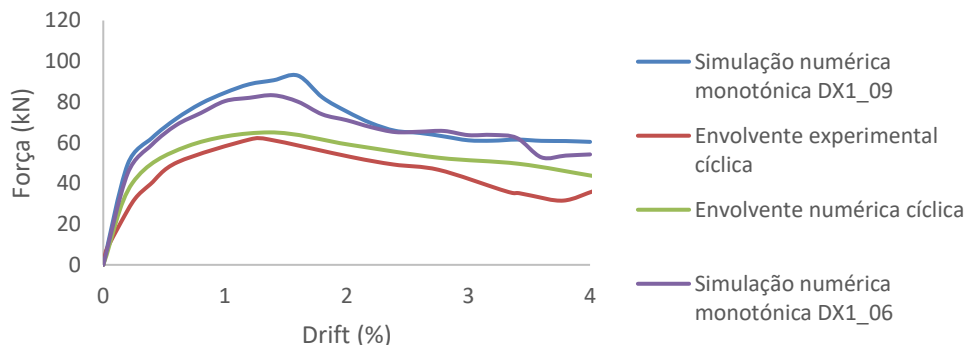


Figura 4.27 - Curvas de força-drift para análise da variante DX1_09

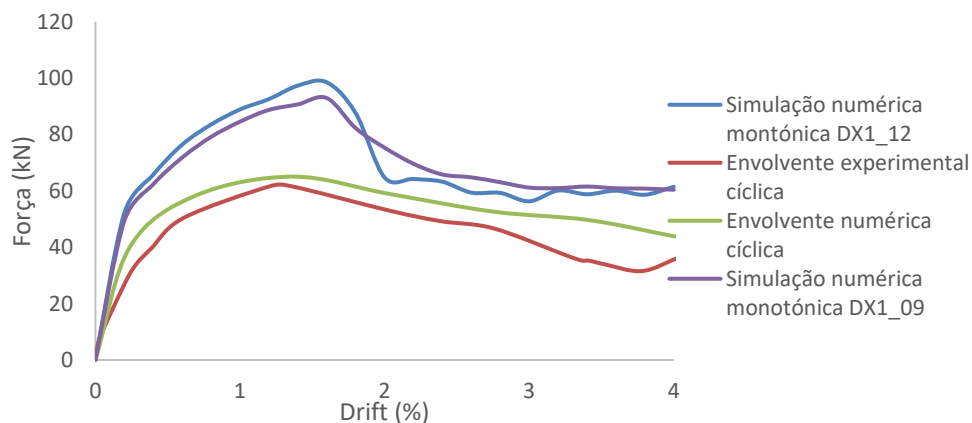


Figura 4.28 - Curvas de força-drift para análise da variante DX1_12

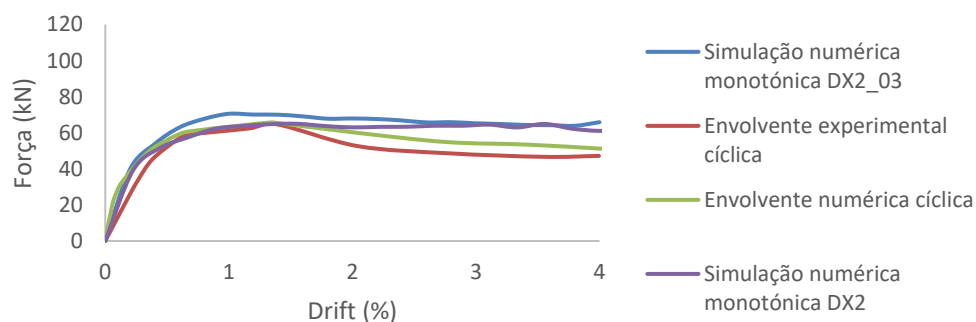


Figura 4.29 - Curvas de força-drift para análise da variante DX2_03

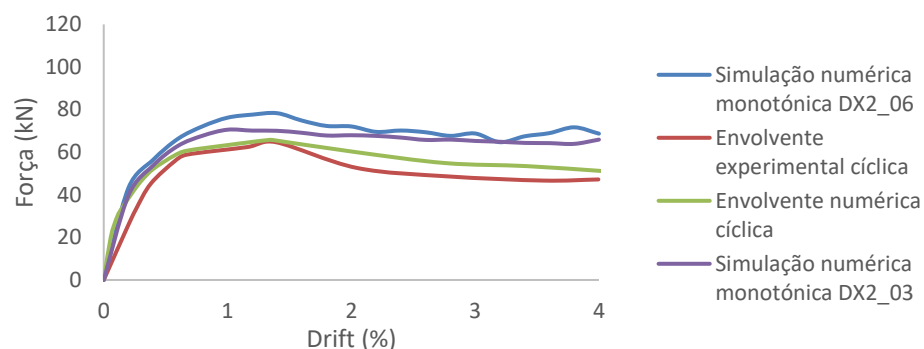


Figura 4.30 - Curvas de força-drift para análise da variante DX2_06

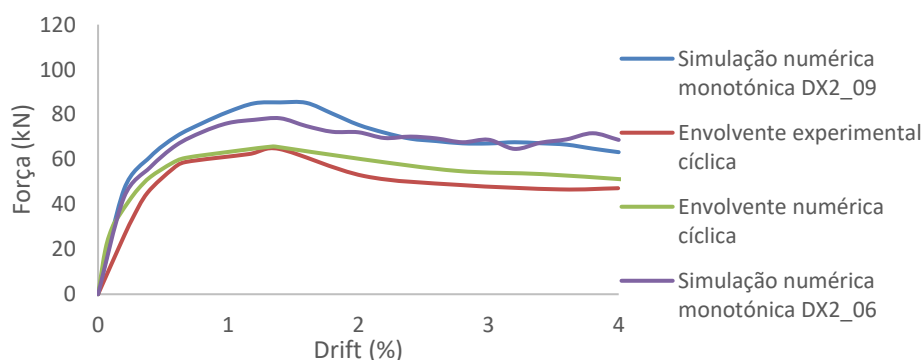


Figura 4.31 - Curvas de força-drift para análise da variante DX2_09

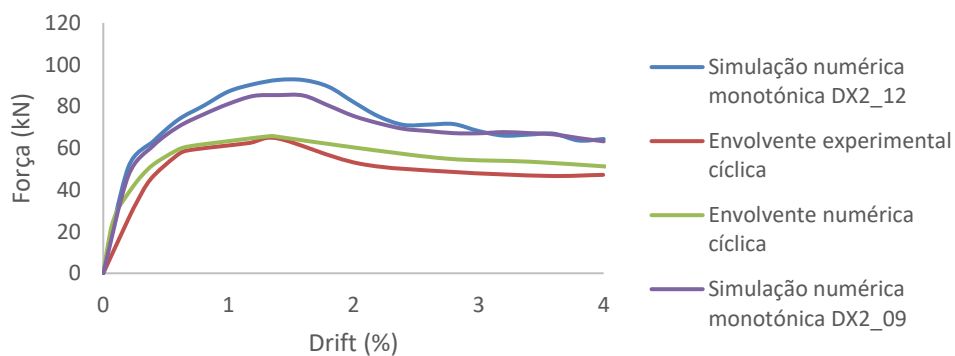


Figura 4.32 - Curvas de força-drift para análise da variante DX2_12

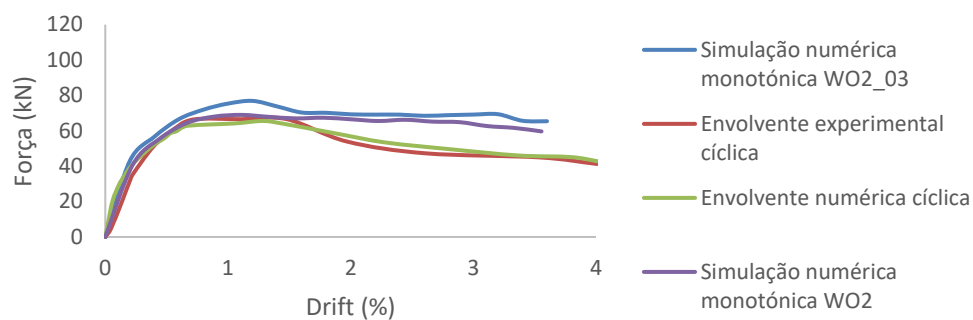


Figura 4.33 - Curvas de força-drift para análise da variante WO2_03

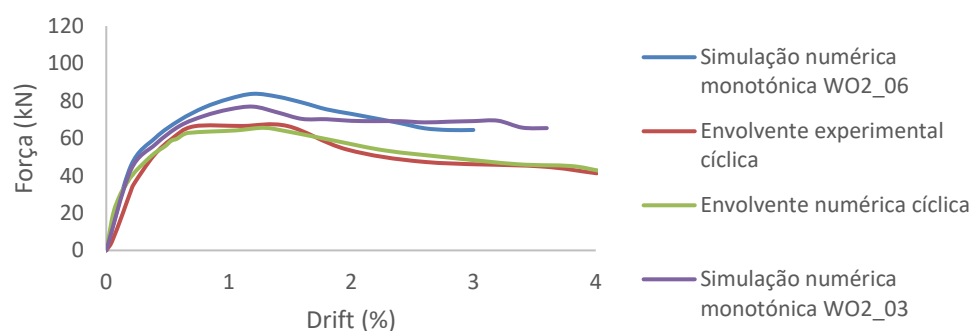


Figura 4.34 - Curvas de força-drift para análise da variante WO2_06

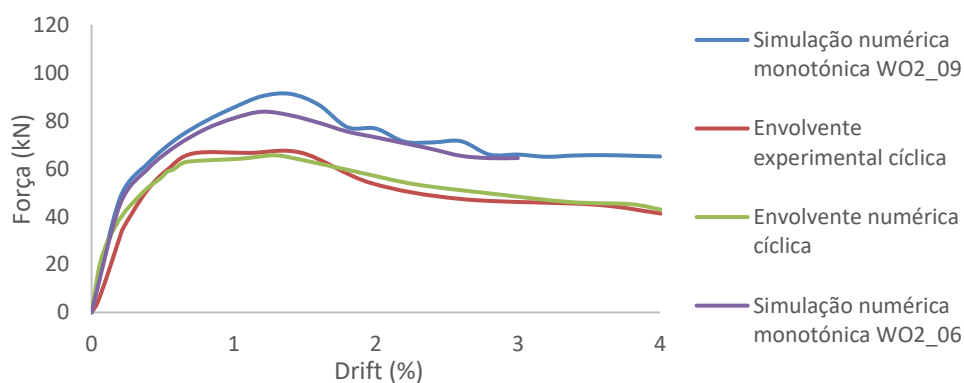


Figura 4.35 - Curvas de força-drift para análise da variante WO2_09

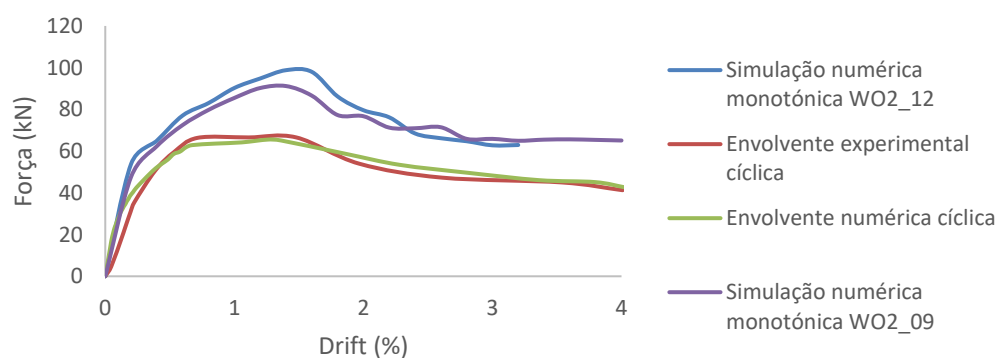


Figura 4.36 - Curvas de força-drift para análise da variante WO2_12

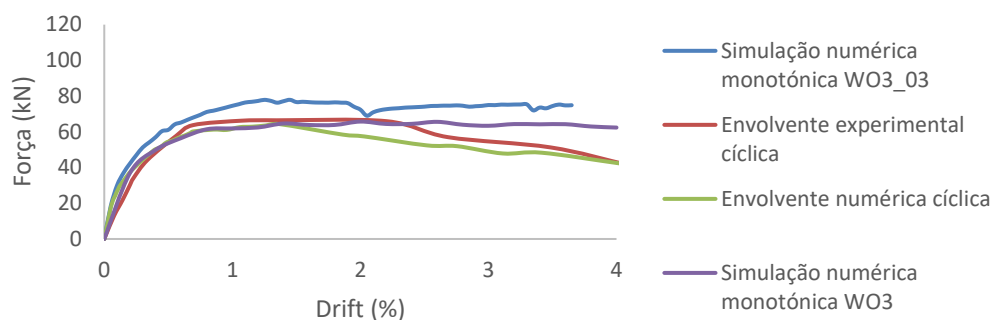


Figura 4.37 - Curvas de força-drift para análise da variante WO3_03

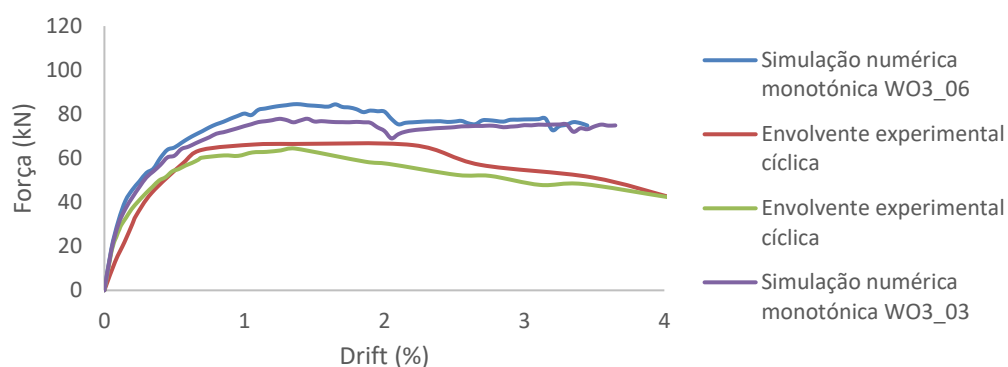


Figura 4.38 - Curvas de força-drift para análise da variante WO3_06

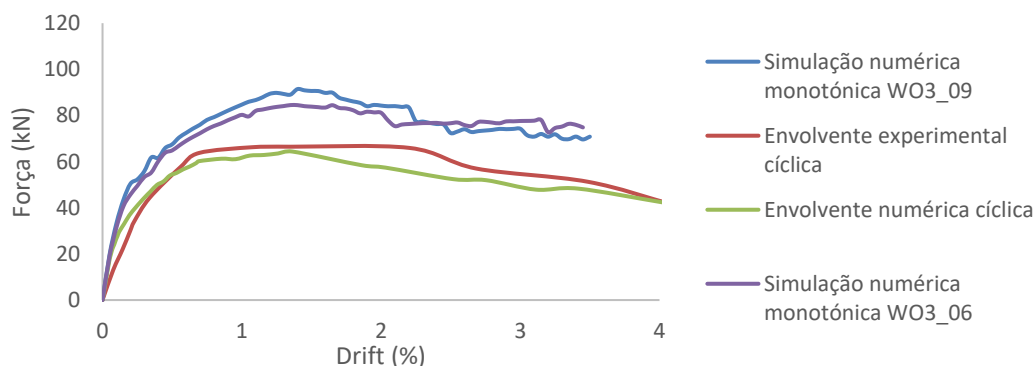


Figura 4.39 - Curvas de força-drift para análise da variante WO3_09

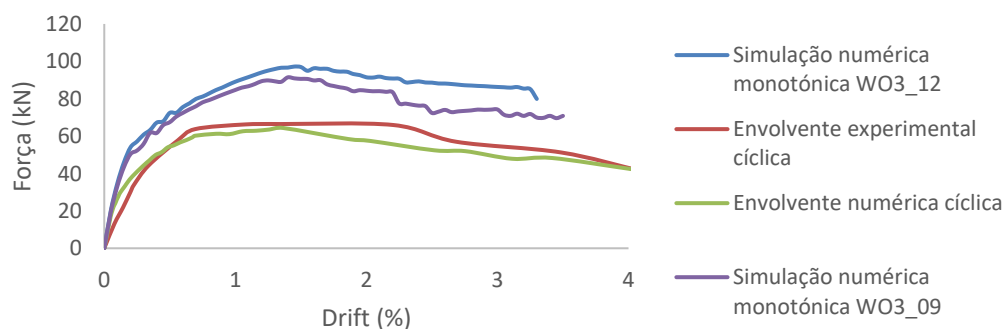


Figura 4.40 - Curvas de força-drift para análise da variante WO3_12

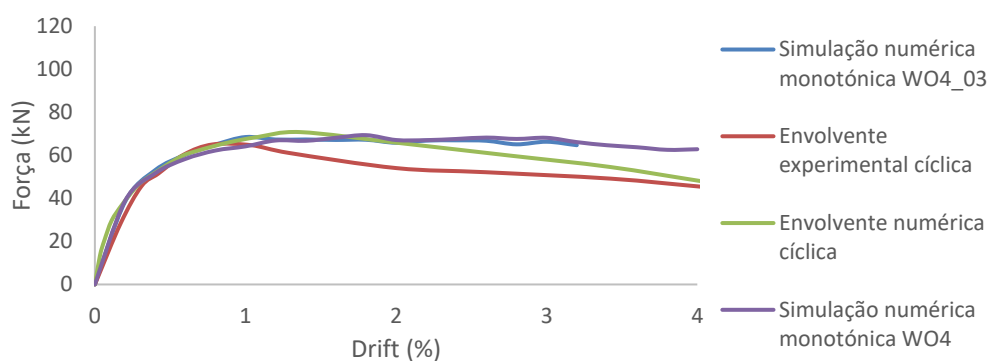


Figura 4.41 - Curvas de força-drift para análise da variante WO4_03

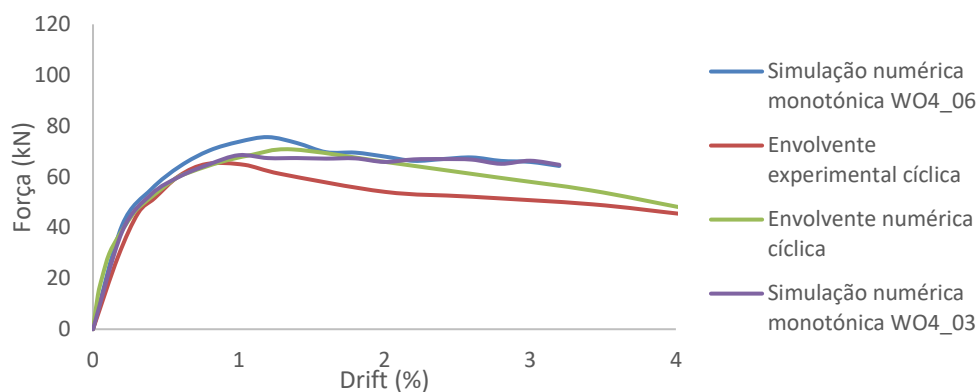


Figura 4.42 - Curvas de força-drift para análise da variante WO4_06

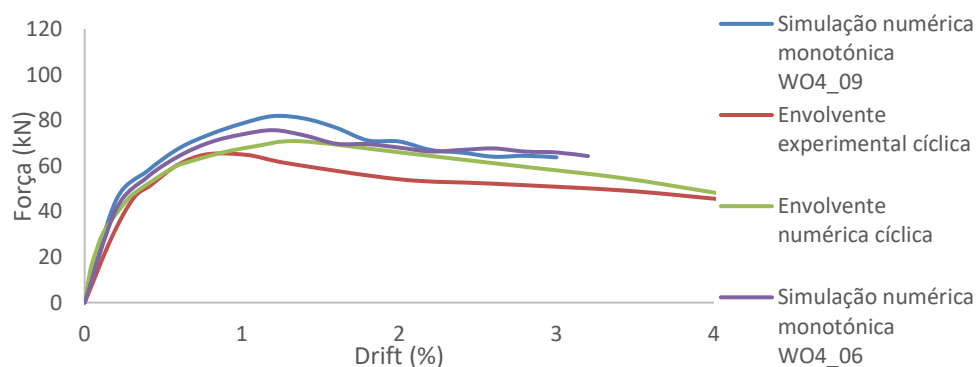


Figura 4.43 - Curvas de força-drift para análise da variante WO4_09

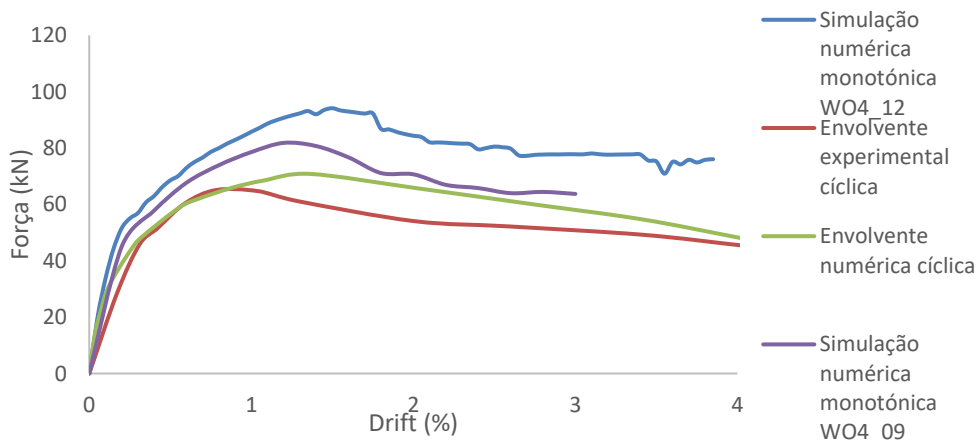


Figura 4.44 - Curvas de força-drift para análise da variante WO4_12

A partir das curvas de comportamento estrutural das variantes analisadas, é possível verificar que há um aumento considerável da força lateral máxima suportada pelo sistema estrutural e uma maior rigidez inicial à medida que se aumenta o vão do respetivo modelo numérico. O aumento da capacidade resistente e da rigidez inicial é um comportamento expectável destes sistemas estruturais quando sujeitos a um aumento das respetivas dimensões. Nesse sentido, o sistema estrutural tem maior capacidade para suportar carregamentos horizontais e consequentemente é necessária uma maior força de carregamento para atingir o mesmo deslocamento da variante com menores dimensões e com menor rigidez inicial. Outra das observações feitas da análise das curvas de comportamento estrutural em termos de força lateral e drift lateral associado, é o fato da degradação associada a essas estruturas já ser refletida nessas curvas das variantes dos modelos originais. Nesse sentido, é possível concluir que embora haja um aumento da força lateral máxima e da rigidez inicial, também existe uma diminuição da ductilidade dessas estruturas com o aumento das dimensões do vão dos modelos.

Os gráficos ilustrados da figura 4.45 a 4.56 representam a força lateral máxima e a rigidez inicial registadas nas simulações numéricas com cargas monotónicas para cada variante do modelo original e também representam esses parâmetros para as envolventes cíclicas experimentais e numéricas. Os gráficos obtidos sugerem uma possível relação linear com o aumento do vão para as análises monotónicas. Esta tendência é identificada tanto para o grupo I (painéis de alvenaria com portas) como para o grupo II (painéis de alvenaria com portas). A unidade para a força lateral máxima é o kN e para a rigidez inicial é o kN/m. Os valores são apresentados nas tabelas de 4.6 a 4.11 mais a frente neste capítulo.

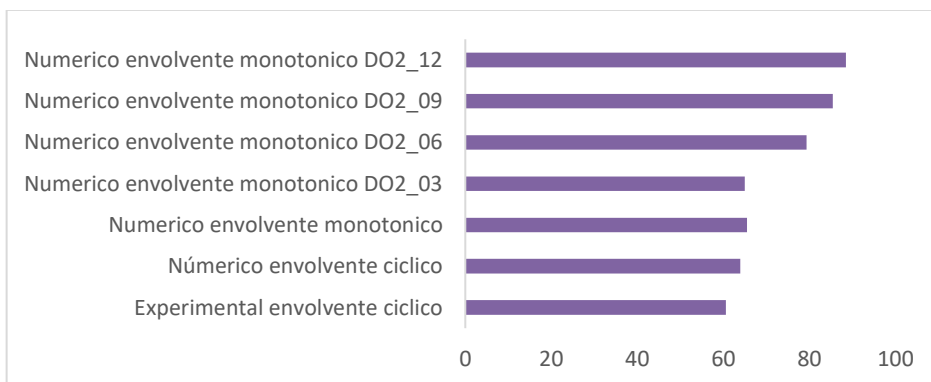


Figura 4.45 – Variação da força lateral para as diferentes análises do modelo DO2

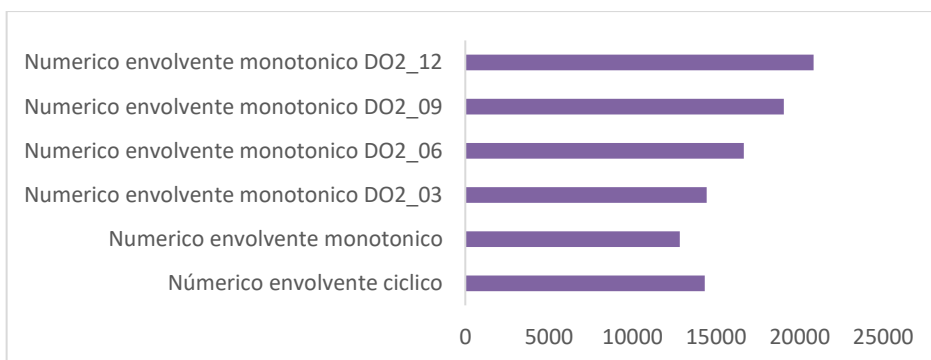


Figura 4.46 – Variação da rigidez inicial para as diferentes análises do modelo DO2

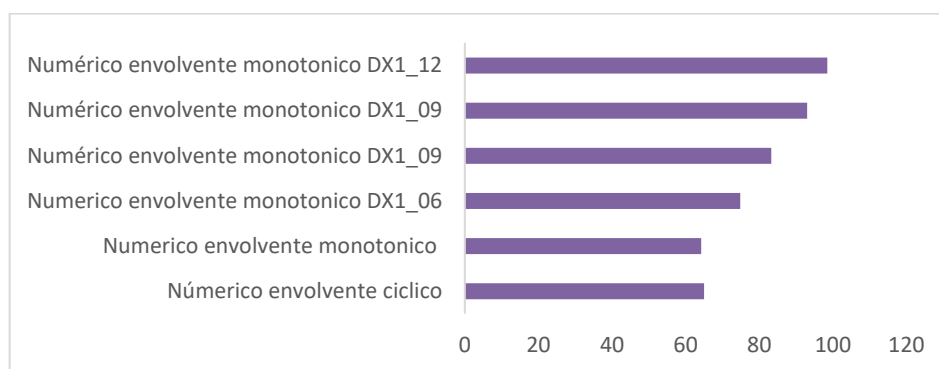


Figura 4.47 - Variação da força lateral para as diferentes análises do modelo DX1

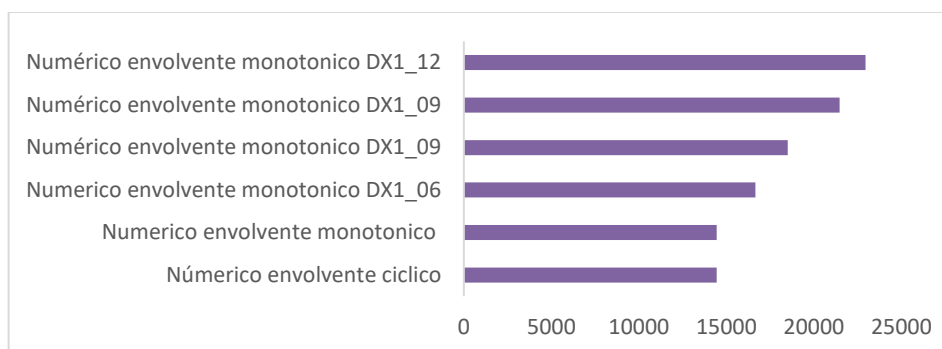


Figura 4.48 - Variação da rigidez inicial para as diferentes análises do modelo DX1

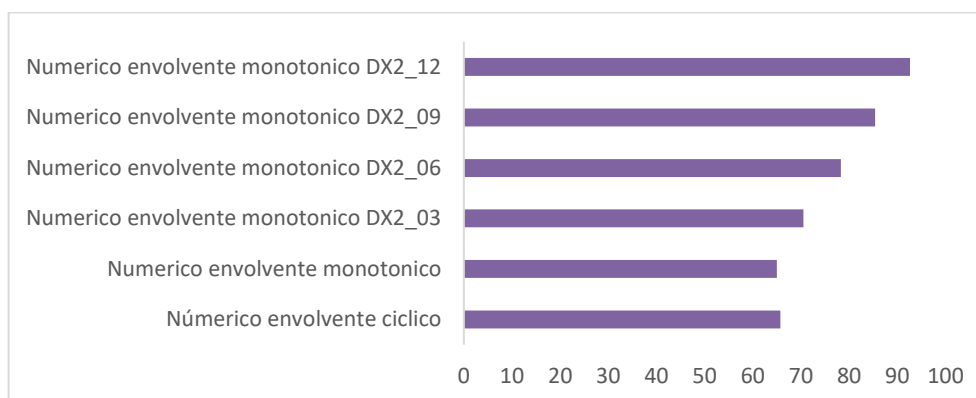


Figura 4.49 - Variação da força lateral para as diferentes análises do modelo DX2

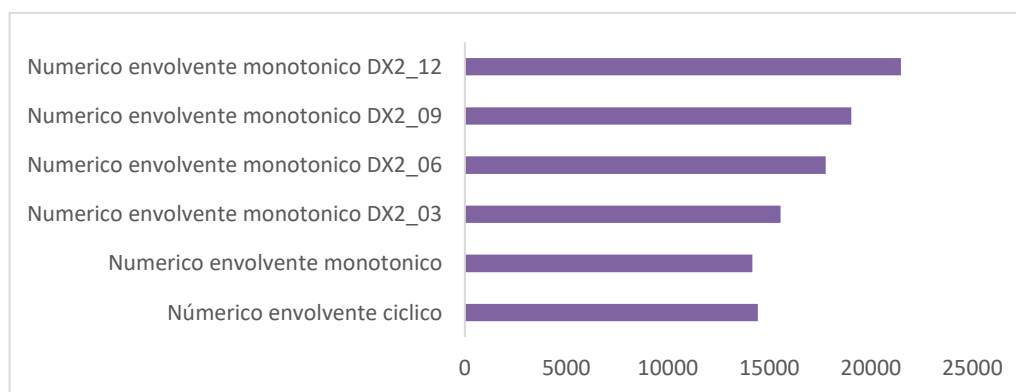


Figura 4.50 - Variação da rigidez inicial para as diferentes análises do modelo DX2

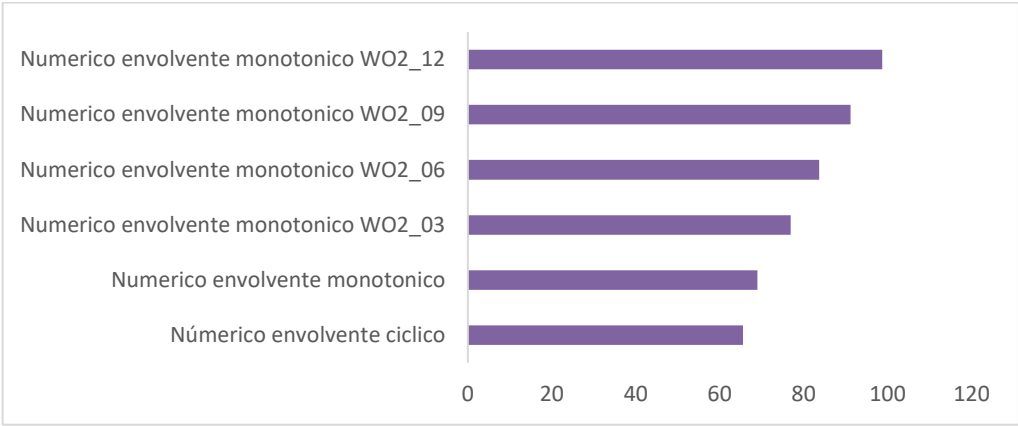


Figura 4.51 - Variação da força lateral para as diferentes análises do modelo WO2

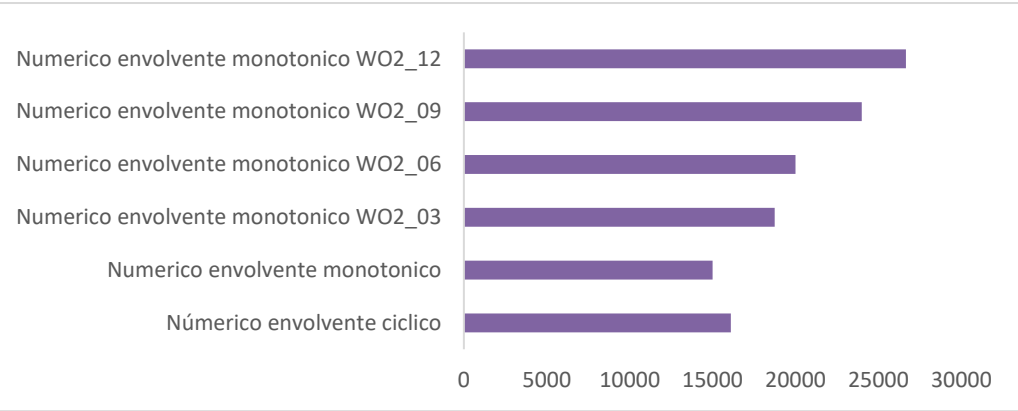


Figura 4.52 - Variação da rigidez inicial para as diferentes análises do modelo WO2

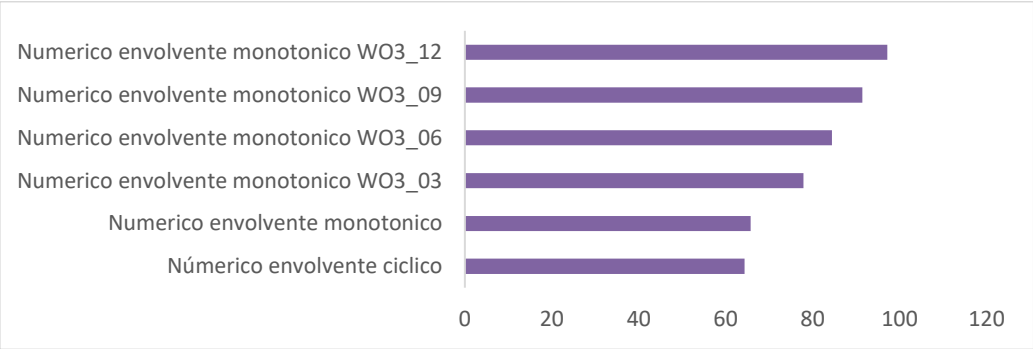


Figura 4.53 - Variação da força lateral para as diferentes análises do modelo WO3

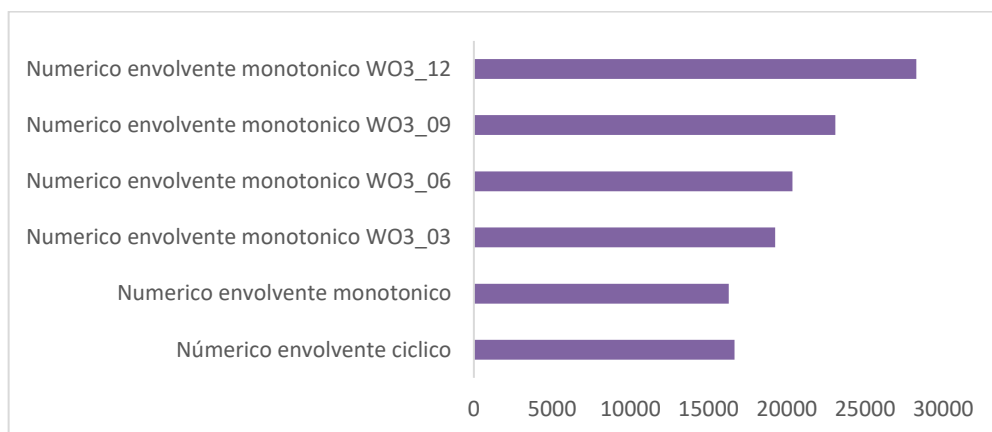


Figura 4.54 - Variação da rigidez inicial para as diferentes análises do modelo WO3

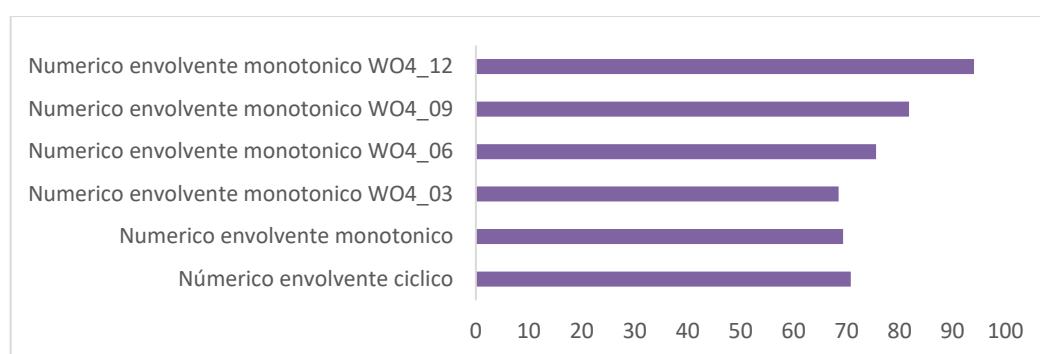


Figura 4.55 - Variação da força lateral para as diferentes análises do modelo WO4

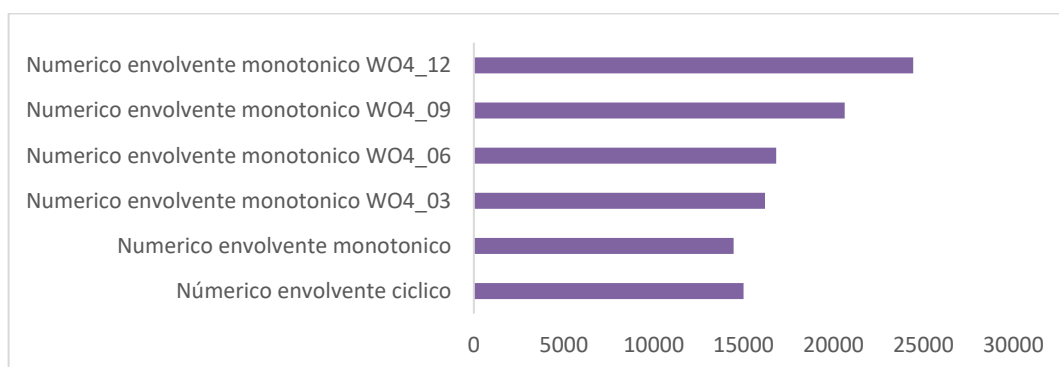


Figura 4.56 - Variação da rigidez inicial para as diferentes análises do modelo WO4

A análise qualitativa dos gráficos representados anteriormente sugere uma variação aproximadamente linear dos valores da força lateral máxima e da rigidez inicial registadas pelas simulações numéricas monotónicas consoante o aumento proporcional do vão do modelo. Nesse sentido, procedeu-se à análise de linhas de tendência para confirmar essa relação linear. O método da correlação linear demonstra a linearidade existente entre o vão do sistema estrutural e a rigidez inicial e a força lateral máxima. As figuras de 4.57 a 4.62 demonstram a linearidade existente entre esses parâmetros, bem como o valor do coeficiente de correlação linear e a correspondente função que reflete a linearidade verificada. Os pontos das abcissas são equidistantes, correspondendo o primeiro ponto ao modelo com as dimensões originais e os seguintes pontos às variantes consideradas (aumentam de acordo com o aumento do vão). Os valores da rigidez inicial e da força lateral máxima (ordenadas) foram normalizados em relação aos valores correspondentes no modelo original.

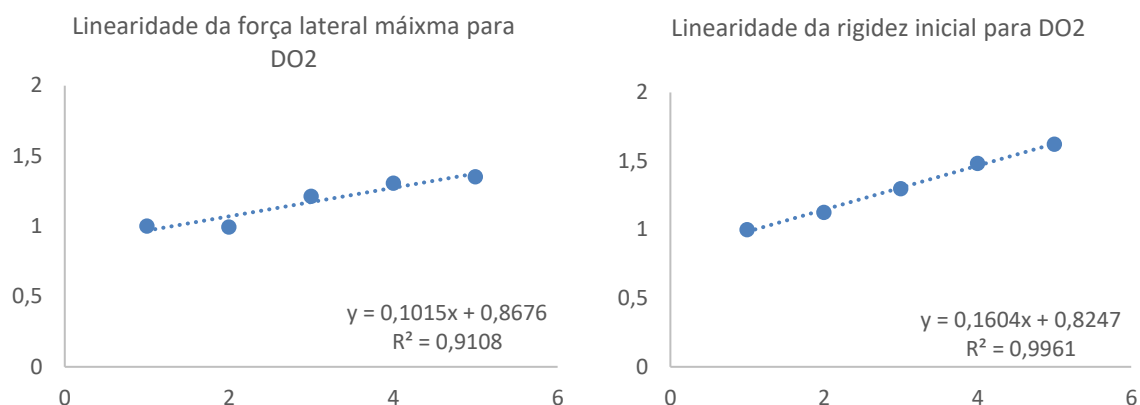


Figura 4.57 – Correlações lineares para a força lateral máxima e rigidez inicial de DO2

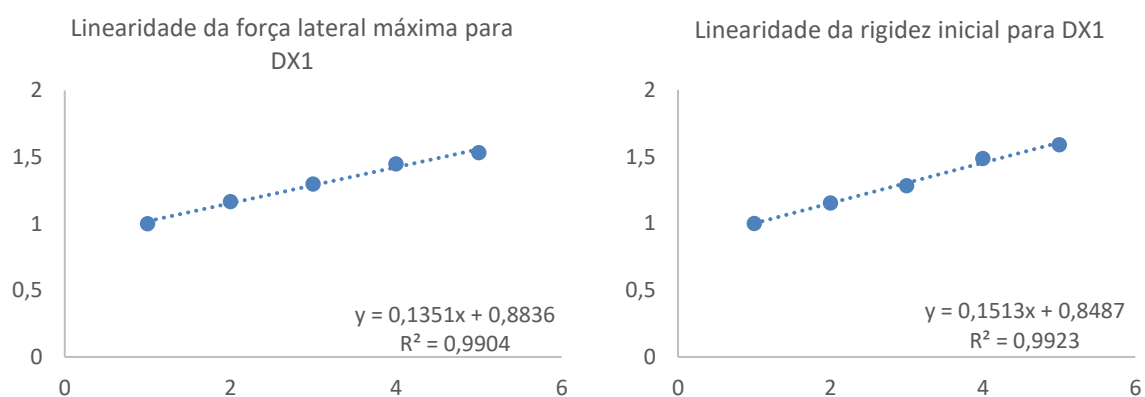


Figura 4.58 – Correlações lineares para a força lateral máxima e rigidez inicial de DX1

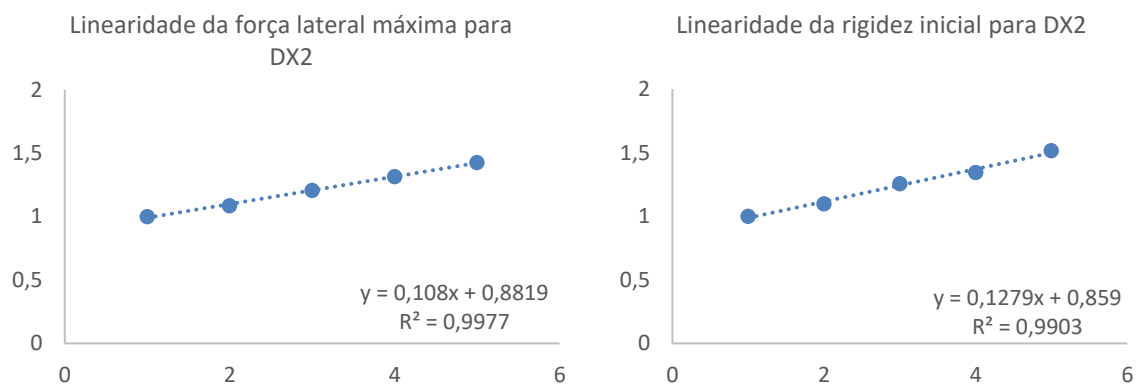


Figura 4.59 – Correlações lineares para a força lateral máxima e rigidez inicial de DX2

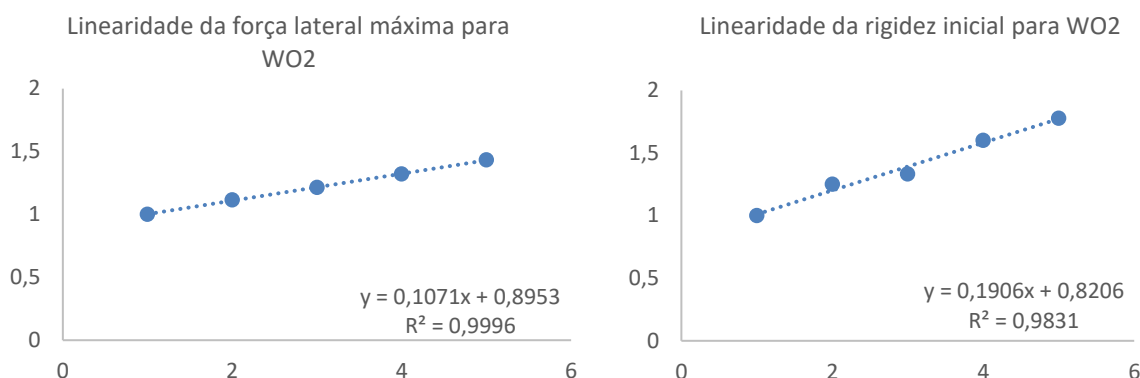


Figura 4.60 – Correlações lineares para a força lateral máxima e rigidez inicial de WO2

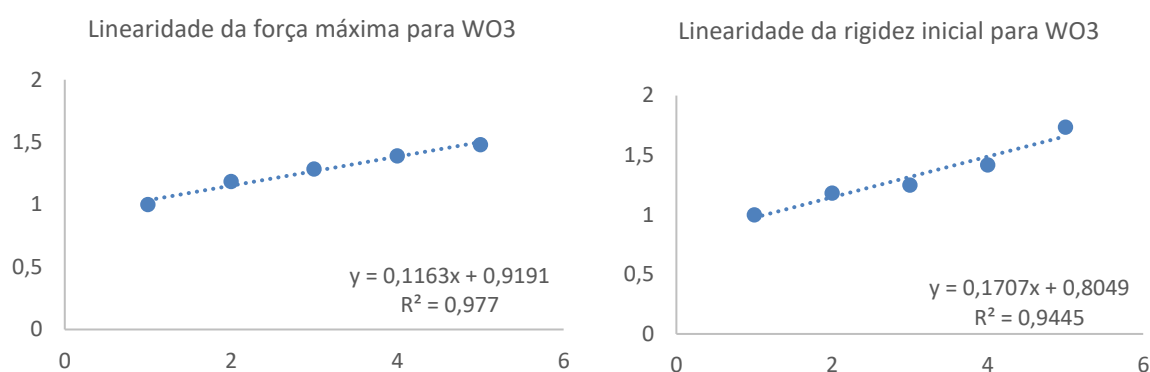


Figura 4.61 – Correlações lineares para a força lateral máxima e rigidez inicial de WO3

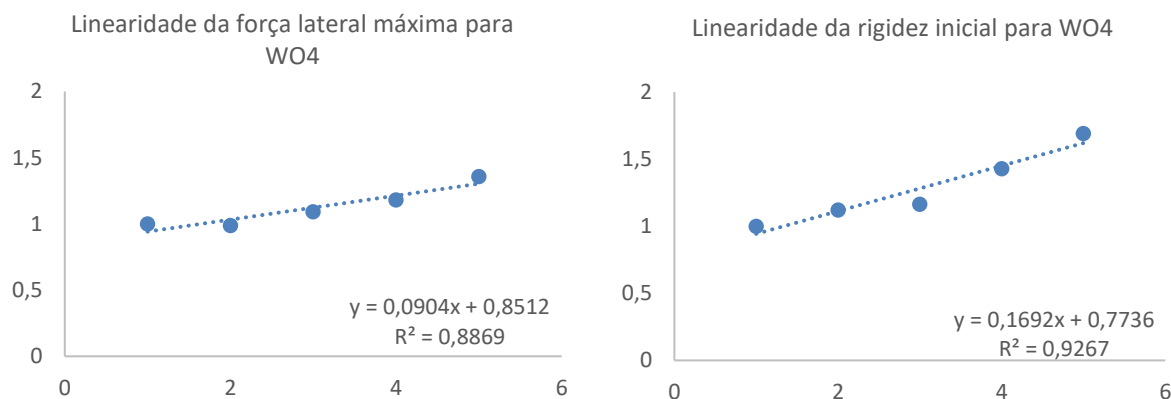


Figura 4.62 – Correlações lineares para a força lateral máxima e rigidez inicial de WO4

Os gráficos revelam uma evidente correlação linear entre o comprimento do vão do modelo e os parâmetros de rigidez inicial e força lateral máxima. Os valores do coeficiente de correlação linear, R^2 , são positivos e próximos de 1 o que revela que a correlação linear é significativa. Mais de 90% da variação da rigidez inicial e da força lateral máxima é justificada pelo aumento das dimensões do modelo. Esta informação pode ser útil para prever com algum rigor esses parâmetros para análises monotónicas com outras dimensões de vãos. Outra informação retida desta análise é a possibilidade de relacionar as dimensões, localizações e tipo de aberturas com as relações lineares verificadas. Para as estruturas do grupo II, é possível perceber que embora seja ainda possível obter uma aproximação linear boa, à medida que a janela aumenta, o parâmetro da correlação linear sofre ligeiras reduções para a rigidez inicial e para a força lateral máxima. Em relação às estruturas do grupo I, os resultados têm ligeiros devios consoante a localização da porta, isto é, apresenta uma menor correlação linear para o

caso da porta centrada em relação às demais. Caso se considerem as funções de correlação linear para a variação da força lateral máxima e da rigidez inicial é possível concluir que para o grupo das estruturas com portas, com o aumento em 25% do vão do modelo original a rigidez inicial varia entre 13~16% e a força lateral máxima varia entre 10~13%. Para as estruturas do grupo II, um aumento em 25% do vão do modelo original corresponde um aumento de 17.5~19% da rigidez inicial e de 7~11% da força lateral máxima.

Em relação ao deslocamento associado à força máxima suportada pelos sistemas, resultam valores superiores aos registados pela análise numérica cíclica, contudo, não é possível identificar uma tendência evidente de aumento da mesma. Já em relação ao drift associado à primeira quebra na rigidez da estrutura, esta revela uma tendência clara de redução, embora, os parâmetros associados à definição da primeira reta possam ter alguma variabilidade, essa redução tem de existir. Os quadros seguintes mostram a variação obtida num modelo para cada um dos grupos de estudo (I e II).

Quadro 4.6 – Valores dos parâmetros obtidos para as variantes do modelo DO2

Análise	K_1 (kN/m)	F_1 (kN)	δ_1 (mm)	F_{max} (kN)	δ_m (mm)
Envolvente experimental cíclica	9231	54	6	61	12
Envolvente numérica cíclica	14321	58	4	64	12
Simulação numérica monotónica DO2	12840	52	4	65	14
Simulação numérica monotónica DO2_03	14444	52	4	65	13
Simulação numérica monotónica DO2_06	16667	60	4	79	16
Simulação numérica monotónica DO2_09	19048	60	3	85	13
Simulação numérica monotónica DO2_12	20833	60	3	89	14

Quadro 4.7 – Valores dos parâmetros obtidos para as variantes do modelo DX1

Análise	K_1 (kN/m)	F_1 (kN)	δ_1 (mm)	F_{max} (kN)	δ_m (mm)
Envolvente experimental cíclica	9184	52	5.4	62	11
Envolvente numérica cíclica	14444	52	3.6	65	12
Simulação numérica monotónica DX1	14444	52	3.6	64	14
Simulação numérica monotónica DX1_03	16667	60	3.6	75	13
Simulação numérica monotónica DX1_06	18519	55	2.9	83	13
Simulação numérica monotónica DX1_09	21481	58	2.7	93	14
Simulação numérica monotónica DX1_12	22963	62	2.7	98	14

Quadro 4.8 – Valores dos parâmetros obtidos para as variantes do modelo DX2

Análise	K_1 (kN/m)	F_1 (kN)	δ_1 (mm)	F_{max} (kN)	δ_m (mm)
Envolvente experimental cíclica	12222	55	5	65	13
Envolvente numérica cíclica	14444	52	4	66	12
Simulação numérica monotónica DX2	14167	51	4	65	14
Simulação numérica monotónica DX2_03	15556	56	4	71	9
Simulação numérica monotónica DX2_06	17778	56	3	78	13
Simulação numérica monotónica DX2_09	19048	60	3	85	13
Simulação numérica monotónico DX2_12	21481	58	3	93	13

Quadro 4.9 - Valores dos parâmetros obtidos para as variantes do modelo WO2

Análise	K_1 (kN/m)	F_1 (kN)	δ_1 (mm)	F_{max} (kN)	δ_m (mm)
Envolvente experimental cíclica	13333	60	5	67	10
Envolvente numérica cíclica	16111	58	4	66	11
Simulação numérica monotónica WO2	15000	54	4	69	10
Simulação numérica monotónica WO2_03	18750	54	3	77	11
Simulação numérica monotónica WO2_06	20000	54	3	84	11
Simulação numérica monotónica WO2_09	24000	54	2	91	13
Simulação numérica monotónica WO2_12	26667	60	2	99	13

Quadro 4.10 - Valores dos parâmetros obtidos para as variantes do modelo WO3

Análise	K_1 (kN/m)	F_1 (kN)	δ_1 (mm)	F_{max} (kN)	δ_m (mm)
Envolvente experimental cíclica	12667	57	5	66	12
Envolvente numérica cíclica	16667	45	3	64	12
Simulação numérica monotónica WO3	16296	44	3	66	18
Simulação numérica monotónica WO3_03	19259	52	3	78	13
Simulação numérica monotónica WO3_06	20370	55	3	84	12
Simulação numérica monotónica WO3_09	23111	52	2	91	13
Simulação numérica monotónica WO3_12	28283	56	2	97	13

Quadro 4.11 - Valores dos parâmetros obtidos para as variantes do modelo WO4

Análise	K_1 (kN/m)	F_1 (kN)	δ_1 (mm)	F_{max} (kN)	δ_m (mm)
Envolvente experimental cíclica	14167	51	4	65	7
Envolvente numérica cíclica	15000	54	4	71	12
Simulação numérica monotónica WO4	14444	52	4	69	16
Simulação numérica monotónica WO4_03	16190	51	3	69	9
Simulação numérica monotónica WO4_06	16825	53	3	76	11
Simulação numérica monotónica WO4_09	20635	52	3	82	11
Simulação numérica monotónica WO4_12	24444	55	2	94	14

A análise dos valores obtidos através das simulações numéricas monotónicas sugere ainda, uma redução ou aumento da capacidade resistente e da rigidez inicial consoante as dimensões, localização e tipologia das aberturas. Assim, para o grupo I referente às estruturas com portas, é possível identificar uma tendência de redução dos valores para a força lateral máxima e para a rigidez inicial consoante a localização da porta (as portas têm todas as mesmas dimensões). Para o modelo DO2, são registados os menores valores tanto a nível da rigidez inicial como da força lateral máxima. Para o modelo DX2, que conta com uma ligeira excentricidade da porta em relação ao centro do painel de alvenaria, há um aumento do valor para ambos os parâmetros. Por fim, da análise monotónica do modelo DX1 que conta com uma elevada excentricidade da porta, estando esta localizada junto ao pilar, resultam os maiores valores para a força lateral máxima e para a rigidez inicial. Relativamente ao grupo II (estruturas com aberturas em janelas), embora não haja diferenças quanto à excentricidade da janela em relação ao painel de alvenaria, há um aumento das dimensões da janela para cada modelo. É identificado uma redução dos valores da força lateral máxima registada e da rigidez inicial consoante o aumento das dimensões da janela. Nesse sentido, os maiores valores para esses parâmetros são registados para o modelo WO2 e os menores valores são registados para o modelo WO4 que tem a janela com as maiores dimensões. Fica assim reforçada a ideia de haver influência das tipologias, dimensão e localização das aberturas no comportamento estrutural e consequentemente na sua análise numérica.

4.3.2 – Variação acumulada nas simulações numéricas com cargas monotónicas

Visando a quantificação dos erros acumulados pelo acréscimo das dimensões do vão para cada modelo numérico em relação aos resultados obtidos a partir das simulações numéricas monotónicas dos modelos originais, prosseguiu-se à definição do parâmetro ε_2 . Este parâmetro representa o erro entre os valores resultantes das simulações numéricas monotónicas das variantes, em relação aos valores obtidos das simulações numéricas monotónicas do correspondente modelo original. O erro ε_2 constitui assim, um parâmetro para a avaliação do erro associado à análise monotónica provocado somente pelo aumento do vão. Nesse sentido, para a sua definição considera-se que o erro associado ao recurso a simulações numérica monotónicas em alternativa às simulações numéricas cíclicas ε_1 , anteriormente definido na expressão (4.1) é constante para todas as variantes do modelo original. Além disso, a comparação entre os resultados obtidos nas simulações numéricas com cargas monotónicas já estão abrangidas por esse erro ε_1 . Assim sendo, ε_2 resulta da expressão (4.2) em que $X_{variante}$ é o valor obtido na simulação numérica com carga monotónica de uma variante do modelo original para um determinado parâmetro (força lateral máxima, drift associado à força lateral máxima ou rigidez inicial) e $X_{original}$ é o valor desse parâmetro para a simulação numérica com carga monotónica no modelo original correspondente.

$$X_{variante} = X_{original} \varepsilon_2 \quad (4.2)$$

Os valores do erro referido, foram analisados para a força lateral máxima, a rigidez inicial e o drift associado à força lateral máxima e estão descritos no quadro 4.12. Em conjunto analisasse o coeficiente de variação e a média destes parâmetros para cada grupo de estudo (quadros 4.13, 4.14 e 4.15)

Quadro 4.12 - ε_2 associado aos diferentes parâmetros considerados

Parâmetros	Variante	DO2	DX1	DX2	WO2	WO3	WO4
F_{max}	03	1.01	1.17	1.09	1.11	1.19	0.99
	06	1.22	1.30	1.20	1.21	1.29	1.09
	09	1.31	1.45	1.31	1.32	1.39	1.18
	12	1.36	1.53	1.43	1.43	1.48	1.36
δ_m	03	0.88	0.88	0.64	1.08	0.73	0.56
	06	1.13	0.88	0.90	1.08	0.68	0.67
	09	0.88	1.00	0.90	1.26	0.70	0.67
	12	1.00	1.00	0.90	1.26	0.73	0.83
K_1	03	1.13	1.15	1.10	1.25	1.18	1.12
	06	1.30	1.28	1.25	1.33	1.25	1.16
	09	1.48	1.49	1.34	1.60	1.42	1.43
	12	1.62	1.59	1.52	1.78	1.74	1.69

Quadro 4.13 – Média e coeficiente de variação de ε_2 para a força lateral máxima

Média de ε_2	Variante	Grupo I	Grupo II	Coeficiente de variação para ε_2 (%)	Grupo I	Grupo II
	03	1.09	1.10		5.94	7.47
	06	1.24	1.20		3.24	6.75
	09	1.36	1.30		4.62	6.80
	12	1.44	1.42		4.94	3.55

Quadro 4.14 - Média e coeficiente de variação de ε_2 para a rigidez inicial

	Variante	Grupo I	Grupo II		Grupo I	Grupo II
Média de ε_2	03	0.80	0.79	Coeficiente de variação para ε_2 (%)	13.72	27.77
	06	0.97	0.81		11.63	23.90
	09	0.93	0.88		5.84	31.09
	12	0.97	0.94		4.88	24.58

Quadro 4.15 - Média e coeficiente de variação de ε_2 para o drift da força lateral máxima

	Variante	Grupo I	Grupo II		Grupo I	Grupo II
Média de ε_2	03	1.13	1.18	Coeficiente de variação para ε_2 (%)	2.02	4.48
	06	1.28	1.25		1.39	5.57
	09	1.44	1.48		4.62	5.60
	12	1.58	1.74		2.82	2.12

A análise dos valores representativos do erro ε_2 , sugerem que relativamente à força lateral máxima e à rigidez inicial há um acréscimo do erro consoante o aumento das dimensões do modelo. Este resultado já é expectável tendo em conta a correlação linear verificada anteriormente para os valores da rigidez inicial e da força lateral máxima em relação ao aumento das dimensões do vão. A dispersão dos valores para o erro calculado é mais evidente para o drift associado à força máxima δ_m , com coeficientes de variação mais expressivos e resultando consequentemente numa maior incerteza associada. Os coeficientes de variação associados a esse parâmetro atingem o valor considerável de 31%.

Para o grupo I em comparação com o grupo II, as variações associadas aos erros para os diferentes parâmetros têm menores dispersões, resultando em menores coeficientes de variação para todos os parâmetros. Relativamente à força lateral máxima, a variação do erro consoante o aumento das dimensões dos modelos em média tem valores entre 10~11%, ou seja, ao aumento de 25% no vão da estrutura corresponde a um aumento na força lateral de cerca de 10~11%. Em relação à rigidez inicial, a variação dos erros obtidos não segue uma proporção clara e varia em média entre 11~13% com o aumento do vão do modelo em 25%.

Em relação ao grupo II, os erros associados aos parâmetros apresentam maiores dispersões que os modelos do grupo I. Relativamente ao erro associado à força lateral máxima, esta varia em média entre 9~11% com o aumento do vão em 25%. Em relação à rigidez inicial também não foi possível identificar uma proporção clara de aumento dos valores dos erros. O erro aumenta em média entre 6~15% com o aumento do vão do modelo em 25%.

4.4. ESTIMATIVA DAS PROPRIEDADES DO COMPORTAMENTO SOB CARREGAMENTO CÍCLICO

4.4.1 – Metodologia proposta

As simulações numéricas monotónicas demonstram ser ferramentas alternativas interessantes para o estudo do desempenho de pórticos de betão armado com painéis em alvenaria com aberturas. Apesar de não serem de total fiabilidade quanto à sua capacidade de representar a degradação destes sistemas estruturais quando sujeitos a carregamentos cíclicos, indicam ser competentes na descrição da fase inicial do carregamento até à resistência máxima. Valores resultantes das simulações numéricas monotónicas para parâmetros como a rigidez inicial e a força lateral máxima apresentam uma boa aproximação aos correspondentes valores para a simulação numérica cíclica. Nesse sentido, propõe-se uma metodologia para estimar determinados parâmetros do comportamento sob carga cíclica a partir dos dados obtidos através da simulação numérica monotónica. Essa hipótese possibilitaria a

determinação da envolvente da simulação numérica cíclica que apresenta uma boa aproximação dos resultados experimentais com menores esforços computacionais e tempo de cálculo associados.

Nesse âmbito, sugere-se uma metodologia de extrapolação de determinados parâmetros das curvas envolventes de força lateral-drift resultantes da análise numérica para carregamento monotónico. Os parâmetros seleccionados são os mesmos identificados para a linearização proposta na realização do trabalho, isto é, a força lateral máxima F_{max} , o drift associado à força lateral máxima δ_{max} , a rigidez inicial K_1 e a força e o drift associado à primeira quebra na rigidez inicial da estrutura F_1 e δ_1 .

Os valores desses parâmetros são os mesmos descritos nas tabelas 4.2 e 4.3 obtidos através da simulação numérica monotónica aos modelos originais e às correspondentes variantes para cada modelo.

A metodologia de extrapolação envolve a definição de 2 parâmetros essenciais. Um relativo à relação obtida entre as simulações numéricas cíclicas e as simulações numéricas monotónicas, designado de ΔK_a e outro que traduz a relação entre os valores obtidos pela simulação numérica monotónica às variantes em relação aos valores obtidos pela simulação numérica monotónica ao correspondente modelo original e designa-se por ΔK_b . As expressões para a definição de cada um desses fatores encontram-se em (4.3) e (4.4) em que $X^{n,m}$ corresponde ao valor do parâmetro considerado resultante da simulação numérica monotónica, $X^{n,c}$ corresponde ao valor do parâmetro considerado resultante da simulação numérica cíclica e $X^{n,m,variante}$ corresponde ao valor do parâmetro considerado para a simulação numérica monotónica a uma das variantes.

$$\Delta K_a = \frac{X^{n,m}}{X^{n,c}} \quad (4.3)$$

$$\Delta K_b = \frac{X^{n,m,variante}}{X^{n,m}} \quad (4.4)$$

Pretende-se a partir desses dois parâmetros definidos, chegar ao valor que resultaria de uma simulação numérica cíclica às variantes propostas e estudadas na presente dissertação. Assim sendo, para cada um dos parâmetros definidos, os valores resultantes da análise cíclica seriam definidos a partir da expressão (4.5) em que $X^{n,c,variante}$ é o valor do parâmetro considerado para a simulação numérica cíclica a uma das variantes.

$$X^{n,c,variante} = \frac{\Delta K_b}{\Delta K_a} * X^{n,m} \quad (4.5)$$

Do método descrito extraem-se os valores descritos nas seguintes tabelas (quadros 4.16 a 4.45) para os diferentes parâmetros e para as diferentes variantes.

Quadro 4.16 – Valores resultantes da metodologia proposta para estimar K_1 nas variantes de DO2

Variante	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para K_1 (kN/m)
DO2_03	0.90	1.13	16111.11
DO2_06		1.30	18589.74
DO2_09		1.48	21245.42
DO2_12		1.62	23237.18

Quadro 4.17 – Valores resultantes da metodologia proposta para estimar F_1 nas variantes de DO2

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para F_1 (kN)
DO2_03	0.90	1.00	58.00
DO2_06		1.15	66.92
DO2_09		1.15	66.92
DO2_12		1.15	66.92

Quadro 4.18 – Valores resultantes da metodologia proposta para estimar δ_1 nas variantes de DO2

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para δ_1 (mm)
DO2_03	1	0.89	3.60
DO2_06		0.89	3.60
DO2_09		0.78	3.15
DO2_12		0.71	2.88

Quadro 4.19 – Valores resultantes da metodologia proposta para estimar F_{max} nas variantes de DO2

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para F_{max} (kN)
DO2_03	1.02	0.99	63.48
DO2_06		1.21	77.46
DO2_09		1.30	83.43
DO2_12		1.35	86.41

Quadro 4.20 – Valores resultantes da metodologia proposta para estimar δ_{max} nas variantes de DO2

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para δ_{max} (mm)
DO2_03	1.17	0.88	12.30
DO2_06		1.13	15.82
DO2_09		0.88	12.30
DO2_12		1.00	14.06

Quadro 4.21 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar K_1 nas variantes de DX1

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para K_1 (kN/m)
DX1_03	1.00	1.15	16666.67
DX1_06		1.28	18518.52
DX1_09		1.49	21481.48
DX1_12		1.59	22962.96

Quadro 4.22 - Valores resultantes na metodologia proposta para estimar F_1 nas variantes de DX1

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para F_1 (kN)
DX1_03	1.00	1.15	60.00
DX1_06		1.06	55.00
DX1_09		1.12	58.00
DX1_12		1.19	62.00

Quadro 4.23 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar δ_1 nas variantes de DX1

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para δ_1 (mm)
DX1_03	1.00	1.00	3.60
DX1_06		0.83	2.97
DX1_09		0.75	2.23
DX1_12		0.75	2.03

Quadro 4.24 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar F_{max} nas variantes de DX1

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para F_{max} (kN)
DX1_03	0.99	1.17	75.77
DX1_06		1.30	84.33
DX1_09		1.45	94.17
DX1_12		1.53	99.74

Quadro 4.25 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar δ_{max} nas variantes de DX1

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para δ_{max} (mm)
DX1_03	1.17	0.88	10.73
DX1_06		0.88	10.73
DX1_09		1.00	12.26
DX1_12		1.00	12.26

Quadro 4.26 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar K_1 nas variantes de DX2

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para K_1 (kN/m)
DX2_03	0.98	1.10	15860.57
DX2_06		1.25	18126.36
DX2_09		1.34	19421.10
DX2_12		1.52	21902.69

Quadro 4.27 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar F_1 nas variantes de DX2

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para F_1 (kN)
DX2_03	0.98	1.10	57.10
DX2_06		1.10	57.10
DX2_09		1.18	61.18
DX2_12		1.14	59.14

Quadro 4.28 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar δ_1 nas variantes de DX2

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para δ_1 (mm)
DX2_03	1	1	3.6
DX2_06		0.875	3.15
DX2_09		0.875	3.15
DX2_12		0.75	2.7

Quadro 4.29 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar F_{max} nas variantes de DX2

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para F_{max} (kN)
DX2_03	0.99	1.09	77.47
DX2_06		1.20	85.98
DX2_09		1.31	93.76
DX2_12		1.43	101.77

Quadro 4.30 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar δ_{max} nas variantes de DX2

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para δ_{max} (mm)
DX2_03	0.99	0.64	9.10
DX2_06		0.90	12.74
DX2_09		0.90	12.74
DX2_12		0.90	12.74

Quadro 4.31 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar K_1 nas variantes de WO2

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para K_1 (kN/m)
WO2_03	0.93	1.25	20138.89
WO2_06		1.33	21481.48
WO2_09		1.60	25777.78
WO2_12		1.78	28641.98

Quadro 4.32 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar F_1 nas variantes de WO2

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para F_1 (kN)
WO2_03	0.93	1.00	58.00
WO2_06		1.00	58.00
WO2_09		1.00	58.00
WO2_12		1.11	64.44

Quadro 4.33 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar δ_1 nas variantes de WO2

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para δ_1 (mm)
WO2_03	1.00	0.80	2.88
WO2_06		0.75	2.16
WO2_09		0.63	1.69
WO2_12		0.63	1.41

Quadro 4.34 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar F_{max} nas variantes de WO2

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para F_{max} (kN)
WO2_03	1.05	1.11	73.05
WO2_06		1.21	79.57
WO2_09		1.32	86.61
WO2_12		1.43	93.84

Quadro 4.35 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar δ_{max} nas variantes de WO2

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para δ_{max} (mm)
WO2_03	0.88	1.08	12.25
WO2_06		1.08	12.25
WO2_09		1.26	14.29
WO2_12		1.26	14.29

Quadro 4.36 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar K_1 nas variantes de WO3

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para K_1 (kN/m)
WO3_03	0.98	1.18	19696.97
WO3_06		1.25	20833.33
WO3_09		1.42	23636.36
WO3_12		1.74	28925.62

Quadro 4.37 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar F_1 nas variantes de WO3

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para F_1 (kN)
WO3_03	0.98	1.18	53.18
WO3_06		1.25	56.25
WO3_09		1.18	53.18
WO3_12		1.27	57.27

Quadro 4.38 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar δ_1 nas variantes de WO3

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para δ_1 (mm)
WO3_03	1.00	1.00	2.70
WO3_06		1.00	2.70
WO3_09		0.83	2.25
WO3_12		0.73	1.98

Quadro 4.39 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar F_{max} nas variantes de WO3

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para F_{max} (kN)
WO3_03	1.02	1.19	76.29
WO3_06		1.29	82.74
WO3_09		1.39	89.53
WO3_12		1.48	95.19

Quadro 4.40 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar δ_{max} nas variantes de WO3

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para δ_{max} (mm)
WO3_03	1.47	0.73	8.89
WO3_06		0.68	8.28
WO3_09		0.70	8.58
WO3_12		0.73	8.89

Quadro 4.41 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar K_1 nas variantes de WO4

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para K_1 (kN/m)
WO4_03	0.96	1.12	16813.19
WO4_06		1.16	17472.53
WO4_09		1.43	21428.57
WO4_12		1.69	25384.62

Quadro 4.42 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar F_1 nas variantes de WO4

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para F_1 (kN)
WO4_03	0.96	0.98	51.94
WO4_06		1.02	53.98
WO4_09		1.00	52.96
WO4_12		1.06	56.02

Quadro 4.43 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar δ_1 nas variantes de WO4

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para δ_1 (mm)
WO4_03	1.00	0.88	3.15
WO4_06		0.88	3.15
WO4_09		0.70	2.52
WO4_12		0.63	2.25

Quadro 4.44 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar F_{max} nas variantes de WO4

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para F_{max} (kN)
WO4_03	0.98	0.99	69.90
WO4_06		1.09	77.16
WO4_09		1.18	83.47
WO4_12		1.36	96.02

Quadro 4.45 - Valores resultantes da metodologia proposta para estimar δ_{max} nas variantes de WO4

Variantes	ΔK_a	ΔK_b	Estimativa para δ_{max} (mm)
WO4_03	1.38	0.99	11.55
WO4_06		1.09	12.75
WO4_09		1.18	13.79
WO4_12		1.36	15.87

4.2.2 - Validade das estimativas propostas e resultados de simulações numérica com cargas cíclicas

Para a validação das estimativas obtidas dos parâmetros selecionados das curvas de força lateral-drift, estas foram confrontadas com as curvas obtidas das simulações numéricas cíclicas realizadas a determinados modelos selecionados.

Selecionou-se duas variantes de modelo para cada grupo de tipologias e realizou-se a comparação. Nesse sentido, os resultados obtidos serviram para avaliação da validação para os modelos selecionados, constituindo um fator de avaliação do desempenho da metodologia de estimação numérica proposta e das simulações numéricas monotónicas.

Os modelos seleccionados foram as variantes DX2_03, DX2_06 e WO4_03, WO4_06 dos modelos originais DX2 e WO4 respetivamente. E as curvas resultantes da simulação numérica cíclica e da metodologia proposta de extrapolação de parâmetros estão representas nas figuras 4.63 e 4.66.

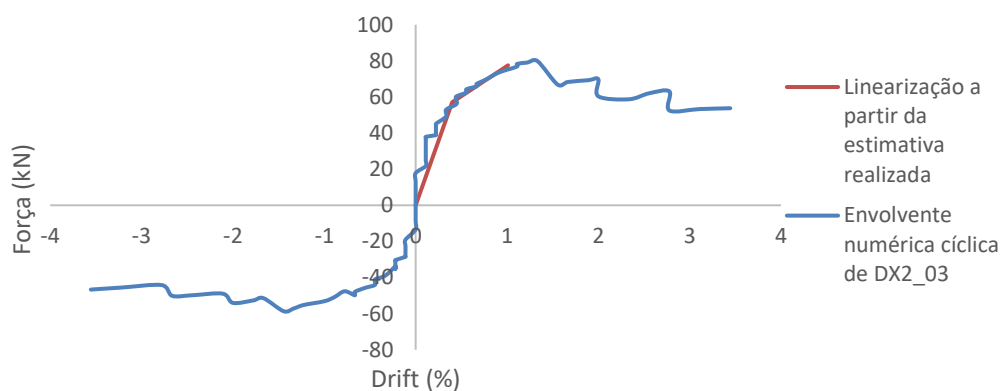


Figura 4.63 – Representação da estimativa proposta para DX2_03

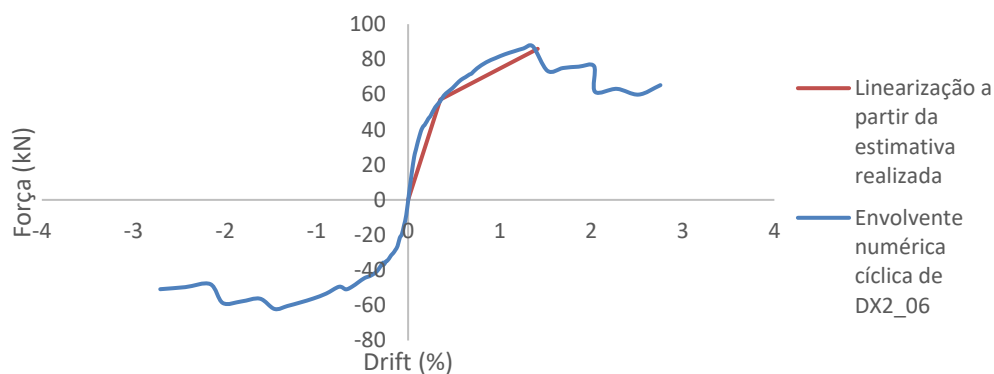


Figura 4.64 – Representação da estimativa proposta para DX2_06

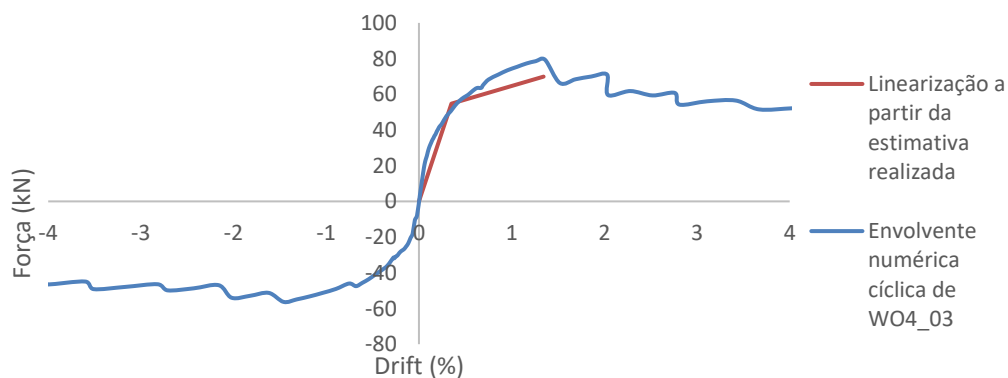


Figura 4.65 – Representação da estimativa proposta para WO4_03

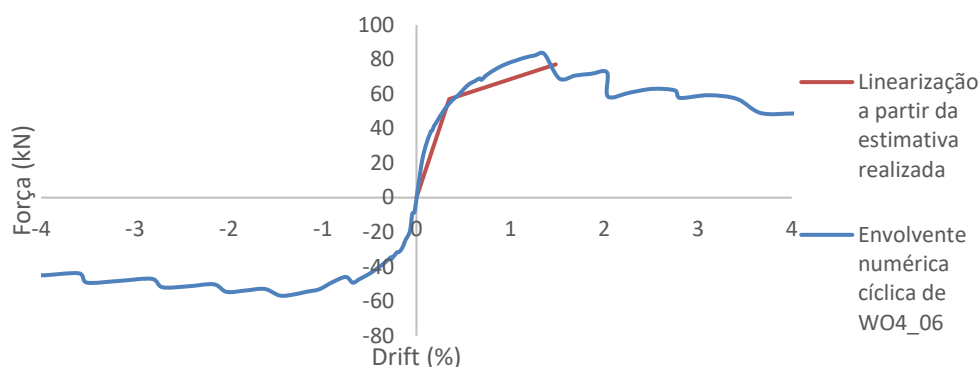


Figura 4.66 – Representação da estimativa proposta para WO4_06

Em relação à simulação numérica cíclica das variantes DX2_03 e DX2_06, percebe-se que o método de estimação se aproxima bem da possível linearização que seria realizada à envolvente numérica cíclica desta variante. Tanto a rigidez inicial como a força lateral máxima, não apresentam diferenças significativas, sendo que o erro associado à linearização da curva não ultrapassa os 5% para ambos os parâmetros. Os parâmetros associados à definição da rigidez inicial, F_1 e δ_1 consequentemente apresentam também um erro reduzido. Relativamente à estimativa de δ_{max} , este é subestimado para a variante DX2_03 pela metodologia de estimação e apresenta um erro absoluto máximo de 3 mm e é sobrestimada para a variante DX2_06 apresenta um erro absoluto inferior a 1mm.

Em relação às variantes WO4_03 e WO4_06, a curva de linearização resultante da metodologia proposta evidencia numa primeira fase uma subestimação do valor associado à força lateral máxima. O erro dessa subestimação é de aproximadamente 11% para a variante WO4_03 e de 8% para a variante WO4_06. O deslocamento associado à força lateral máxima apresenta um erro absoluto que se admite ser desprezável de 1mm para WO4_06 e inferior a 1mm para WO4_03. A rigidez inicial apresenta uma boa aproximação, juntamente com os parâmetros que lhe estão associados

Da comparação das envolventes numéricas cíclicas obtidas para as variantes DX2_03, DX2_06 e WO4_03, WO4_06 com as curvas resultantes das simulações numéricas monotónicas que foram consideradas ao longo do trabalho resultam as curvas representadas nas figuras de 4.67 a 4.70.

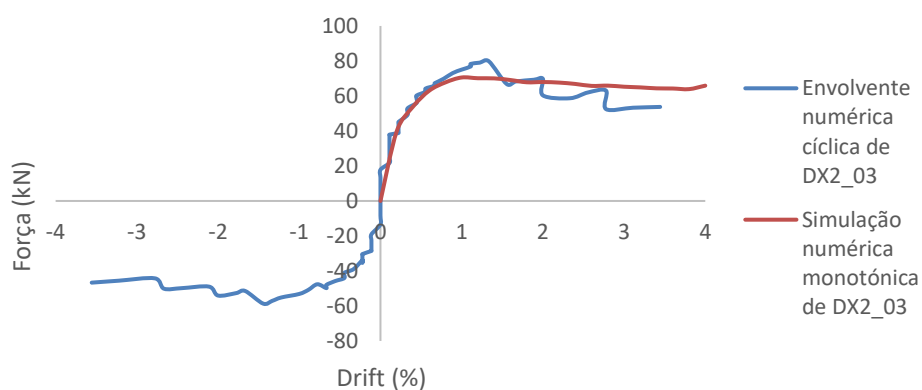


Figura 4.67 – Simulação numérica cíclica e monotónica de DX2_03

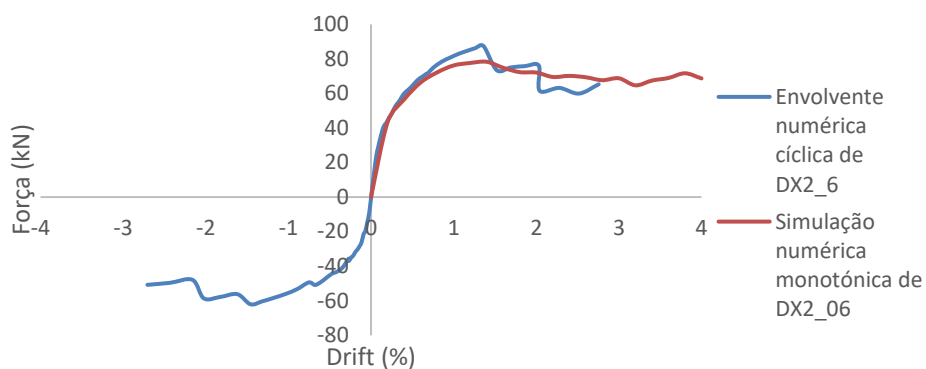


Figura 4.68 – Simulação numérica cíclica e monotónica de DX2_06

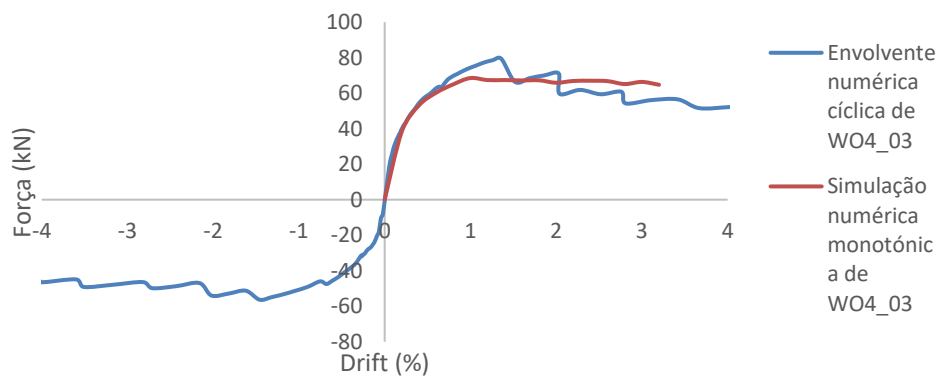


Figura 4.69 – Simulação numérica cíclica e monotónica de WO4_03

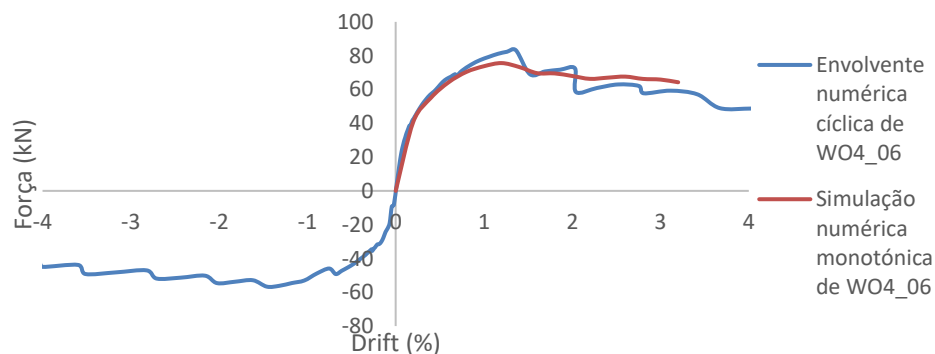


Figura 4.70 – Simulação numérica monotónica e cíclica de WO4_06

O gráfico reforça a ideia de que a simulação numérica monotónica não é fiável para a representação da degradação da estrutura capturada em simulações numéricas cíclicas. Todavia, tem uma boa aproximação quanto ao comportamento inicial da curva de comportamento estrutural dessas estruturas quando sujeitas a carregamentos horizontais cíclicos. As simulações numéricas monotónicas apresentam uma boa aproximação às curvas envolventes resultantes das simulações numéricas cíclicas numa fase inicial, o que se traduz numa excelente aproximação à rigidez inicial das simulações numéricas cíclicas. Nesse sentido, os valores obtidos para as simulações numéricas monotónicas para a rigidez inicial consideram-se aceitáveis para as simulações numéricas cíclicas. Relativamente à força lateral máxima, a simulação numérica monotónica subestima o valor em cerca de 11% e 13% para as variantes DX2_03 e DX2_06 respetivamente e subestima o valor em cerca de 15% para WO4_03 e 5% para WO4_06. É possível concluir que relativamente aos carregamentos horizontais cíclicos, o aumento da força máxima lateral apresenta variações superiores para casos com maior aumento das dimensões dos vãos dos painéis. O drift associado à força lateral máxima, como expectável devido às análises anteriores, também é ligeiramente subestimado para ambas as variantes, porém pela ordem de grandeza deste parâmetro, as alterações são reduzidas. Os gráficos das figuras 4.71 e 4.72 demonstram os valores obtidos nas simulações numéricas com cargas cíclicas e nas simulações numéricas com cargas monotónicas para a força lateral máxima.

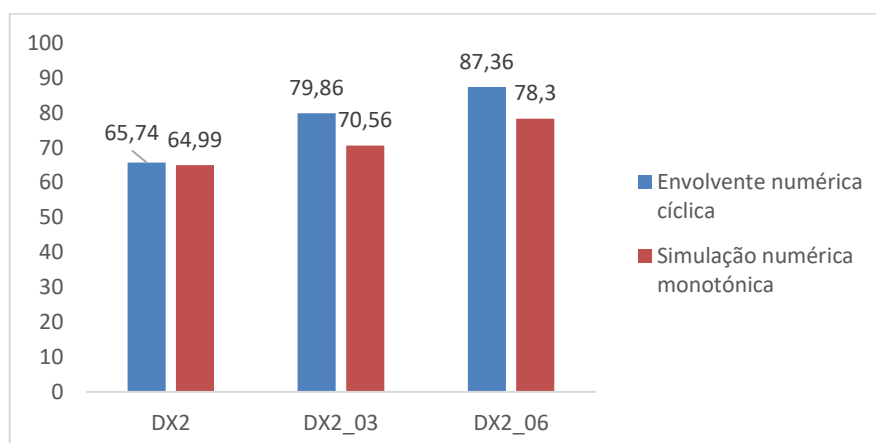


Figura 4.71 – Força lateral para as simulações numéricas cíclicas e monotónicas de DX2



Figura 4.72 – Força lateral para as simulações numéricas cíclicas e monotónicas de WO4

O confronto entre as curvas de comportamento resultantes destas 2 tipologias de simulações numéricas que recorrem a modelos refinados de elementos finitos é relevante na medida em que possibilita esclarecer algumas particularidades associadas às análises monotónicas realizadas. Uma das principais observações adicionais que é refletida nas curvas analisadas é o facto das forças laterais máximas registadas pelas simulações numéricas monotónicas serem subestimadas quando comparadas com os valores obtidos nas simulações numéricas cíclicas. No confronto de resultados realizado anteriormente para os modelos originais, os resultados apresentavam uma boa aproximação em relação ao valor da força lateral máxima. Todavia, para as simulações numéricas cíclicas realizadas às variantes WO4_03; WO4_06 e DX2_03, DX2_06 esses valores são subestimados, o que indica um maior aumento da força lateral máxima consoante o aumento das dimensões do vão do modelo para as análises numéricas cíclicas. Os resultados obtidos para as forças laterais máximas da simulação numérica cíclica também apresentam uma boa correlação linear, com valores do coeficiente de correlação linear próximos a 1 (Para DX2 o coeficiente de correlação linear é 0.97 e para WO4 é de 0.95). Estas correlações lineares estão representadas nas figuras 4.72 e 4.73 (Os pontos das abcissas são equidistantes, correspondendo o primeiro ao modelo original e os seguintes pontos às variantes consideradas. Os valores do parâmetro da força lateral máxima (ordenadas) foram normalizados em relação aos valores correspondentes no modelo original).

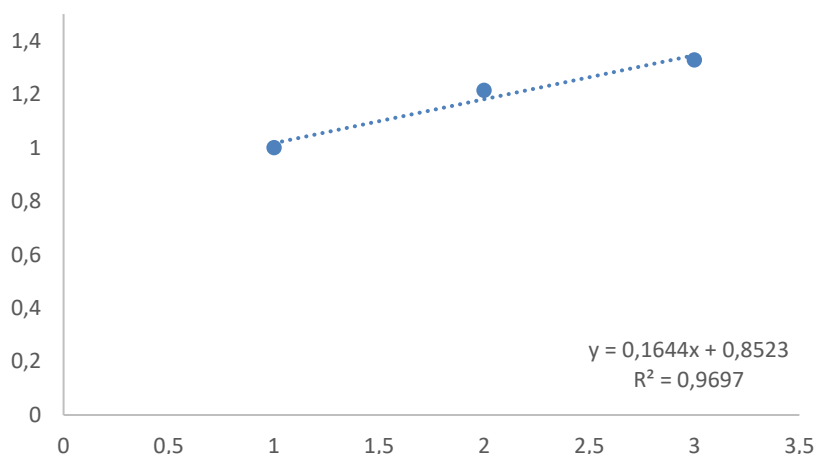


Figura 4.73 . Correlação linear para as simulações numéricas com cargas cíclicas no modelo DX2

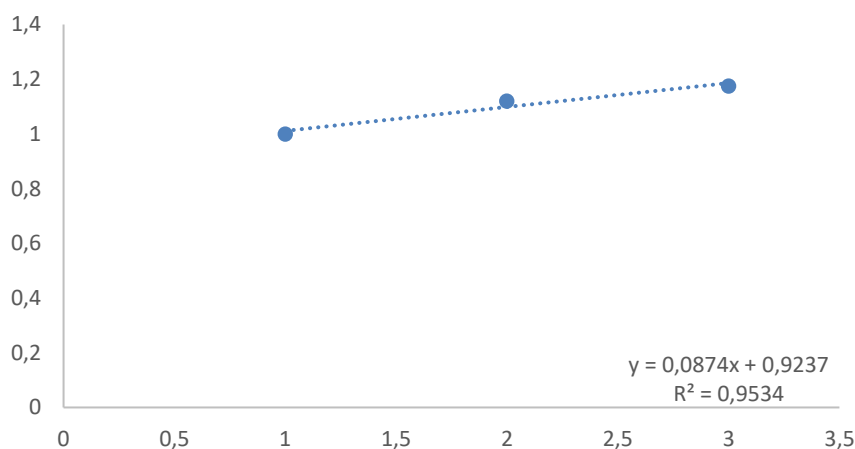


Figura 4.74 - Correlação linear para as simulações numéricas com cargas cíclicas no modelo WO4

Outro aspeto a levar em consideração é a tipologia, dimensão e localização das aberturas que como introduzem alterações no comportamento estrutural dos painéis e constituem um fator influente na análise destas estruturas. Neste sentido, as análises recorrendo a simulações numéricas têm limitações para a avaliação dos pórticos de betão armado com painéis de alvenaria com aberturas. Relativamente aos modelos DX2 e WO4, o modelo DX2 apresenta um aumento maior da força lateral máxima comparativamente ao modelo WO4, caso analisemos as correlações lineares propostas (o modelo DX2 apresenta uma variação de cerca de 16% do valor obtido no modelo original e o modelo WO4 apresenta uma variação de cerca de 8% do valor obtido no modelo original).

Para avaliar os limites de aumento do vão dos modelos DX2 e WO4 de forma a que fosse admissível a utilização destes resultados para modelos semelhantes com ligeiros aumentos no vão do painel, admitiu-se que, embora os deslocamentos associados à força máxima e ao ponto de cedência na rigidez inicial tenham ligeiros desvios como anteriormente referidos, estes desvios têm um impacto relativamente reduzido na avaliação da curva de comportamento devido à ordem de grandeza reduzida destes parâmetros. Assim sendo, os parâmetros considerados essenciais para a validação de valores resultantes das simulações numéricas para modelos alternativos com um ligeiro aumento do vão são a rigidez inicial e a força lateral máxima. O critério proposto para a validação é que o erro relativo ao modelo original não ultrapasse os 10%, tanto para a rigidez inicial como para a força lateral máxima. Realça-se o fato das simulações numéricas monotónicas terem conduzido a boas aproximações da rigidez inicial das simulações numéricas cíclicas, assim sendo, os valores considerados para este parâmetro são os mesmos que foram obtidos nas simulações numéricas monotónicas. Relativamente à força lateral máxima recorreu-se à aproximação obtida através da correlação linear referida anteriormente.

Relativamente ao modelo numérico DX2, admite-se que a força lateral máxima sofre um aumento linear de 16% do valor resultante da simulação numérica cíclica do modelo original de DX2 relativamente ao aumento do vão do painel em 25%, o que resulta num aumento de cerca de 10.81 kN para o aumento de 0.3m no modelo numérico (este valor foi obtido a partir da correlação linear considerada). Considera-se que o aumento linear da força lateral máxima segue a correlação linear definida e que os valores da rigidez inicial são os mesmos valores considerados nas simulações numéricas monotónicas. Assim sendo, avaliou-se o máximo aumento percentual do correspondente vão dos modelos DX2, DX2_03, DX2_06 e DX2_09 que não ultrapasse em mais de 10% os parâmetros da rigidez inicial e da força lateral máxima. Os resultados encontram-se no quadro 4.46.

Quadro 4.46 – Avaliação dos limites de aumento percentual do vão do modelo DX2

Modelos	Aumento percentual do vão (%)	Aumento absoluto do vão (mm)
DX2	15	180
DX2_03	14.37	215.55
DX2_06	13.64	245.52
DX2_09	13.12	275.52
DX2_12	12.73	305.52

Relativamente ao modelo numérico WO4, prosseguiu-se de forma análoga. Contudo, para o modelo WO4 e as suas variantes, o critério condicionante foi a rigidez inicial, contrariamente ao modelo DX2 e as suas variantes. Este fato acontece devido ao menor aumento proporcional da força lateral máxima em relação ao modelo DX2. No quadro a seguir apresentam-se os valores correspondentes aos aumentos percentuais.

Quadro 4.47 – Avaliação dos limites de aumento percentual do vão do modelo WO4

Modelos	Aumento percentual do vão (%)	Aumento absoluto do vão (mm)
WO4	13.93	167
WO4_03	13.14	197.1
WO4_06	12.62	227.16
WO4_09	12.24	257.04
WO4_12	11.97	287.28

Nota-se em ambos os casos que a tolerância ao aumento do vão do painel, consoante os critérios definidos, tem maior expressão absoluta quanto maiores forem as dimensões do modelo considerado, embora em termos percentuais relativos ao vão do modelo o aumento tenha menor valor. As conclusões retiradas dos estudos realizados neste capítulo encontram-se no capítulo 5.

5

Conclusão e trabalhos futuros

Ao longo da presente dissertação foi abordada a partir de diferentes perspetivas, a possibilidade de recorrer a modelos de elementos finitos detalhados sujeitos a ações monotónicas para prever as principais características da curva envolvente do comportamento cíclico dos pórticos de betão armados com painéis de alvenaria com aberturas. Todavia, de forma geral, o desempenho da análise por simulações numéricas com cargas monotónicas demonstrou certas limitações na representação destes parâmetros. Assim sendo, idealmente, as simulações numéricas monotónicas devem servir sobretudo como ferramentas de análise preliminar. As limitações associadas a esta análise estão também relacionadas com a influência exercida pela tipologia, dimensão e localização da abertura sobre o comportamento estrutural do sistema, amplificando a complexidade de análise e dificultando a uniformização de fenómenos observados. Estas características intervêm na proporção do aumento verificado em parâmetros como a rigidez inicial ou a força lateral máxima.

O confronto entre as envolventes numéricas com cargas cíclicas e as curvas de comportamento resultantes das simulações numéricas com cargas monotónicas, revela a primeira limitação do uso de simulações numéricas monotónicas. As simulações numéricas com cargas monotónicas não representam a fase de degradação da estrutura representada na envolvente numérica com carregamento cíclico. Desta forma, o recurso a simulações numéricas com cargas monotónicas não é ideal para a avaliação de parâmetros posteriores à ocorrência da força lateral máxima (pós-pico). Contudo, realça-se que o aumento das dimensões do painel de alvenaria na estrutura conduz a curvas de comportamento em que é possível identificar a degradação nas análises com cargas monotónicas, dado que, o aumento das dimensões do vão do painel conduz a uma menor ductilidade da estrutura.

As simulações numéricas com cargas monotónicas revelam um aumento proporcional da rigidez inicial e da capacidade resistente do sistema estrutural, consoante o aumento da largura do painel. Esta correlação linear é comprovada e evidenciada por coeficientes de correlação linear com valores próximos de 1. Esta correlação é também verificada para simulações numéricas cíclicas. Contudo, o aumento proporcional para estas simulações numéricas é maior do que o verificado para simulações numéricas com cargas monotónicas para a força lateral máxima. Este fato conduz a um aumento dos erros associados à definição deste parâmetro com a utilização de simulações numéricas monotónicas à medida que aumenta o vão.

Relativamente à rigidez inicial, as simulações numéricas monotónicas apresentam um bom desempenho na representação deste parâmetro. Este bom desempenho, é verificado tanto para os modelos originais como para as suas variantes, o que indica que em termos do parâmetro de rigidez inicial, este não é afetado pelo aumento do vão do painel de alvenaria. Desta forma, o recurso a simulações numéricas com cargas monotónicas para a avaliação deste parâmetro é viável. Outra observação retirada da análise às simulações numéricas com cargas monotónicas, é o fato da redução da rigidez inicial ocorrer para valores de carregamento próximos (tanto nos modelos originais como nas variantes) o que indica que o aumento do vão do painel não tem grande influência neste parâmetro. Os deslocamentos associados a esta redução da rigidez diminuem com o aumento dos painéis de alvenaria, em consequência do aumento verificado para a rigidez inicial.

Em relação aos deslocamentos associados à força lateral máxima, as simulações numéricas com cargas monotónicas resultam em valores aproximadamente iguais aos valores obtidos nas simulações numéricas com cargas cíclicas, geralmente com um ligeiro aumento. O deslocamento associado à rigidez inicial, apresenta ligeiras reduções relativamente às simulações numéricas com cargas cíclicas. Todavia, devido à ordem de grandeza destes parâmetros, admite-se que o impacto destes desvios é reduzido na avaliação do comportamento estrutural destes sistemas. Nesse sentido, considerou-se que a força lateral máxima e a rigidez inicial seriam os parâmetros principais para delimitar possíveis limites de aumento do vão do painel de determinados modelos, a partir dos quais é inadequado a utilização destes modelos numéricos. Esta análise, conduziu à conclusão de que à medida que aumentam as dimensões destas estruturas, diminui o aumento percentual do vão limite que respeita as condicionantes impostas para os parâmetros de rigidez inicial e força lateral máxima (embora em valores absolutos esse valor aumente). Para os modelos considerados o limite verificado para o aumento do vão encontra-se entre 11~15%. No que respeita a trabalhos futuros que possam surgir na sequência desta dissertação, salientam-se os seguintes aspetos:

- Realizar simulações numéricas com carregamentos cíclicos às restantes variantes de estudo
- Análise da sensibilidade da curva de comportamento de pórticos de betão armado com painéis de alvenaria com aberturas quando sujeitas a diminuição do vão ou aumento da altura
- Análise da sensibilidade da curva de comportamento de pórticos de betão armado com painéis de alvenaria sem aberturas

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI - Building code requirements and specification for masonry structures and related commentaries. American Concrete Institute, Masonry Standards Joint Committee Farmington Hills, Michigan, USA. 2011. ISBN/ISSN:
- Alfano, G.; Crisfield, M. - Finite element interface models for the delamination analysis of laminated composites: mechanical and computational issues. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. Vol. 50. n.º 7 (2011). p. 1701-1736. ISSN:
- Angel, R. - Behavior of reinforced concrete frames with masonry infill walls. Champaign, USA: University of Illinois, 1994. ISBN/ISSN:
- Anthoine, A. - In-plane behaviour of masonry: a literature review. *Commission of the European Communities, Joint Research Centre, Institute for safety Technology*. (1992). ISSN:
- ASCE - Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13). American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA. 2013. ISBN/ISSN:
- Asteris, P.G.; Cavaleri, L.; Trapani, F. Di; Sarhosis, V. - A macro-modelling approach for the analysis of infilled frame structures considering the effects of openings and vertical loads. *Structure and Infrastructure Engineering*. Vol. 12. (2016). ISSN:
- Asteris, Panagiotis G.; Antoniou, S. T.; Sophianopoulos, Dimitris S.; Chrysostomou, Ch Z. - Mathematical macromodeling of infilled frames: state of the art. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 137. n.º 12 (2011). p. 1508-1517. ISSN: 0733-9445
- Bertoldi, S.; Decanini, L.; Gavarini, C. - Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato, confronto sperimentale e numerico. *Atti Del 6 Conv. Naz. Ing. Sism*. Vol. 2. (1993). ISSN:
- Buonopane, S.; White, R. - Pseudodynamic testing of masonry infilled reinforced concrete frame. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 125. (1999). ISSN:
- CCMPA - Seismic design guide for masonry buildings. Canadian Concrete Masonry Producers Association CCMPA, Toronto, Ontario, Canada. (2009). ISSN:
- Chansawat, K.; Kachlakev, D.; Miller, T.; Yim, S. - FE Modeling and Experimental Verification of an FRP Strengthened Bridge. *Sem Annual Conference on Experimental and Applied Mechanics* (2001). p. 624-627. ISSN:
- Crisafulli, F.; A.Carr - Proposed macro-model for analysis of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* Vol. 40. (2007). ISSN:
- Crisafulli, Francisco Javier - Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills. (1997). ISSN:
- Dawe, J.; Seah, C. - Lateral load resistance of masonry oannels in flexible steel frames. *Brick and Block Masonry (8 Th Ibmac) Londo, Elsevier Applied Science*. Vol. 2. (1988). ISSN:
- Decanini, L.D.; Fantin, G.E. - Modelos simplificados de la mampostería incluída en porticos. Características de rigidez y resistencia lateral en estado límite. *Jornadas Argentinas De Ingeniería Estructural Iii Asociacion De Ingenieros Estructurales*. Vol. 2. (1987). ISSN:
- Decanini, L.D.; Liberatore, L.; Mollaioli, F. - Strength and stiffness recuction factores for infilled frames with openings. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. Vol. 13. (2014). ISSN:
- Dolšek, M.; Fajfar, P. - The effect of masonry infills on the seismic response of a four storey reinforced concrete frame - a deterministic assessment. *Engineering Structures*. Vol. 30. (2008). ISSN:
- Durrani, A.J.; Luo, Y.H. - Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills. *Proceedings Nceer Workshop on Seismic Response of Masonry Infills*. (1994). ISSN:
- El-Dakhakhni, Wael W.; Elgaaly, Mohamed; Hamid, Ahmad A. - Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 129. n.º 2 (2003). p. 177-185. ISSN: 0733-9445
- Fiorato, A. E.; M., A.; Gamble, W.L. - An Investigation of the Interaction of Reinforced Concrete Frames with Masonry Filler Walls. Illinois, USA: Illinois University Urbana, 1970. ISBN/ISSN:
- Hendry, A - Structural Masonry. London, UK: Scholium International, Macmillan Education Ltd, 1990. ISBN/ISSN:

- Holmes, M. - Steel frames with brickwork and concrete infilling. *ICE Proceedings*. Vol. 19. (1961). ISSN:
- Hu, J.; Chen, B.; Smith, D.; Flewitt, P.; Cocks, A. - On the evaluation of the Bauschinger effect in an austenitic stainless steel - The role of multi-scale residual stresses. *International Journal of Plasticity*. Vol. 84. (2016). p. 203-223. ISSN:
- Induprabha, S.; Dilrukshi, K. - Contribution to numerical modelling of concrete-masonry interface in concrete framed structures with masonry infill. *International Conference on Structural Engineering Construction and Management*. (2011). ISSN:
- Kakaletsis, D. - Masonry infills with window openings and influence on reinforced concrete frame constructions. *WIT Transactions on the Built Environment*. Vol. 104. (2009). p. 445-455. ISSN:
- Kakaletsis, D. J.; Karayannis, C. G. - Influence of Masonry Strength and Openings on Infilled R/C Frames Under Cycling Loading. *Journal of Earthquake Engineering*. Vol. 12. n.º 2 (2008). p. 197-221. Disponível em WWW: <<https://doi.org/10.1080/13632460701299138>
<https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/13632460701299138>>. ISSN: 1363-2469
- Kent, D. C.; Park, R. - Flexural members with confined concrete. *Journal of Research in Engineering and Technology*. Vol. 97. n.º 7 (1971). p. 1969-1990. ISSN:
- Klingner, R.E.; Bertero, V.V. - Earthquake resistenci of infilled frames. *Journal of the Structural Division*. Vol. 104. (1978). ISSN:
- Lee, H. S.; S.W.Woo - Effect of masonry infills on seismic performance of a 3-storey R/C frame with non-seismic detailing. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. Vol. 31. (2002). ISSN:
- Mainstone, R.J. - On The stiffness and strenghts of infilled frames. *ICE Proceedings*. Vol. 49. (1971). p. 230. ISSN:
- Mainstone, R.J. - Supplementary note on the stiffness and strenghts of infilled frames. *Building Research Station*. (1974). ISSN:
- Mehrabi, Armin B.; Shing, P. Benson; Schuller, M. P.; Noland, J. L. - Performance of masonry-infilled R/C frames under in-plane lateral loads. *Rep. CU/SR-94*. Vol. 6. (1994). ISSN:
- Moghaddam, H.; Dowling, P. - Esrthquake resistant design of brick infilled frame. *Proceedings of the Eight International Brick and Block Masonry Conference*. (1988). ISSN:
- Mohamed, Hossameldeen - Seismic Risk Assessment Of Reinforced Concrete Frames With Masonry Infill. Faculty of Engineering of the University of Porto, 2016. ISBN/ISSN:
- Mohyeddin, A.; Goldsworthy, H. M.; Gad, E.F. - Sensitivity Analysis of Nonlinear Behaviour of Infill-Frames Under In-Plane and Out-of-Plane Loading. *Advances in Structural Engineering*. Vol. 16. n.º 10 (2013). p. 1729-1748. ISSN:
- NZSEE - The Seismic Assessment of Existing Buildings. Technical Guidelines for Engineering Assessments, Revised Draft Section C7: Moment Resisting Frames with Infill Panels. 2006. ISBN/ISSN:
- Panagiotakos, T.; Fardis, M. - Seismic response of infilled RC frames structures. *11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco*. (1996). ISSN:
- Paulay, T.; Priestley, M.J.N. - Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Toronto, Ontario, Canada: 1992. ISBN:
- Pires, Felicita - Influência das paredes de alvenaria no comportamento de estruturas reticuladas de betão armado sujeitas a acções horizontais. *Specialist Thesis (in Portuguese), Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisbon, Portugal*. (1990). ISSN:
- Polyakov, S.V. - Masonry in Framed Buildings: An Investigation into the strenght and Stiffness of Masonry Infilling. "Gosodarstvennoe izdatel'stvo Literaturny po stroitel'stvo i arkhitekture". Moscow Russia. (1956). ISSN:
- Sachanski, S. - Analysis of the earthquake resistance of frame buildings taking into consideration the carrying capacity of the filling masonry. *Proc. 2nd World Conference on Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. (1960). ISSN:
- Scott, H.M.H.; Ryan, K.L. - Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. *ACI Structural Journal*. Vol. 79. n.º 1 (1982). p. 13-27. ISSN:
- Stavridis, Andreas - Analytical and experimental study of seismic performance of reinforced concrete frames infilled with masonry walls. University of California, San Diego, 2009. ISBN: 1109527306
- Taucer, F.; Spacone, E.; Filippou, F.C. - A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures. *Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, California, USA*. (1991). ISSN:

- Te-Chang, L.; Kwok-Hung, K. - Non-linear behaviour of non-integral infilled frames. *Computers & Structures*. Vol. 18. (1984). ISSN:
- Tucker, C.J. - Predicting the in-plane capacity of masonry infilled frames. University of Tennessee, 2007. ISBN/ISSN:
- Uva, G.; Raffaele, D.; Porco, F.; Fiore, A. - On the role of equivalent strut models in the seismic assessment of infilled RC buildings. *Engineering Structures*. Vol. 42. (2012). ISSN:
- Varum, Humberto; Rodrigues, Hugo; Vicente, Romeu; Costa, Aníbal - A INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ENCHIMENTO NA RESPOSTA SÍSMICA DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS. Porto: Paulo B. Lourenço, Graça Vasconcelos, Paulo Mendonça, Aires Camões, Ricardo Mateus, Luís Bragança, Luís Ramos, 2011. ISBN/ISSN:
- Vijaya, S.; Shivakumaraswamy, B.; Ravikiran, K. - Numerical modelling on behaviour of reinforced concrete exterior beam-column joint retrofite with externally bonded Fiber Reinforced Polymere (FRP). *Ijret: International Journal of Research in Engineering and Technology*. Vol. 3. n.º Special Issue: 06 (2014). ISSN:
- Xiaohan, W.; Xilin, L. - Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Slit Shear Wall under Cyclic Loading. *Journal of Tongji University*. Vol. 2. (1996). ISSN:

A. Valores das “Real Constants”

Como foi referido no capítulo 3, as armaduras longitudinais são representadas conjuntamente com alguns elementos das vigas e dos pilares (de acordo com a sua localização real) através da opção “Real Constants” do Ansys 14.5. As “Real Constants” para esses elementos em particular estão definidos nas secções seguintes de acordo com as notações definidas no quadro A.1. O parâmetro cstif foi sempre considerado igual a 0.01.

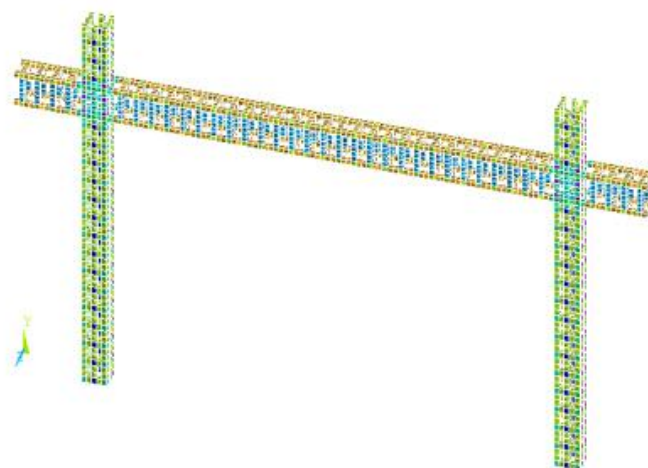


Figura A.1 – Representação dos elementos de armadura longitudinal

Quadro A.1 – Notações das “Real Constants”

Notação	Descrição
mat1	O número do material do primeiro varão
vr1	O rácio entre as dimensões do primeiro varão e as dimensões do elemento
theta1	O ângulo de inclinação θ_1 em relação ao plano OXY do primeiro varão
phi1	O ângulo de inclinação ϕ_1 em relação ao plano OXZ do primeiro varão
mat2	O número do material do segundo varão
vr2	O rácio entre as dimensões do segundo varão e as dimensões do elemento
theta2	O ângulo de inclinação θ_1 em relação ao plano OXY do segundo varão
phi2	O ângulo de inclinação ϕ_1 em relação ao plano OXZ do segundo varão
mat3	O número do material do terceiro varão
vr3	O rácio entre as dimensões do terceiro varão e as dimensões do elemento
theta3	O ângulo de inclinação θ_1 em relação ao plano OXY do terceiro varão
phi3	O ângulo de inclinação ϕ_1 em relação ao plano OXZ do terceiro varão
cstif	Fator de multiplicação da rigidez que é utilizada em faces fendilhadas ou elementos esmagados. O valor padrão é 1.0E-6

A figura A.2 representa a configuração do pórtico de betão armado do espécime B. Os pilares são constituídos por elementos de igual geometria com dimensões no plano de 30*30 mm² e de 34.8mm de altura. As dimensões dos elementos da viga são 40*25*25 mm³ para os elementos centrais e 25*40*37.5 mm³ para os elementos do primeiro e ultimo plano horizontal da viga. As ligações entre viga-pilar foram dimensionadas de forma que as fossem compatíveis com as dimensões dos elementos da viga e do pilar de forma a receber os varões de conexão. As tabelas A.2, A.3 e A.4 apresentam as constantes reais associadas aos pilares, à viga e às ligações entre pilares-viga respetivamente para o pórtico de betão armado do espécime B. As localizações dessas “Real Constants” nas secções dos pilares, da viga, da ligação pilar-viga da direita e da ligação pilar viga da esquerda estão representados nas figuras A.3, A.4 e A.5, respetivamente, que são as correspondentes às tabelas A.2, A.3 e A.4, respetivamente.

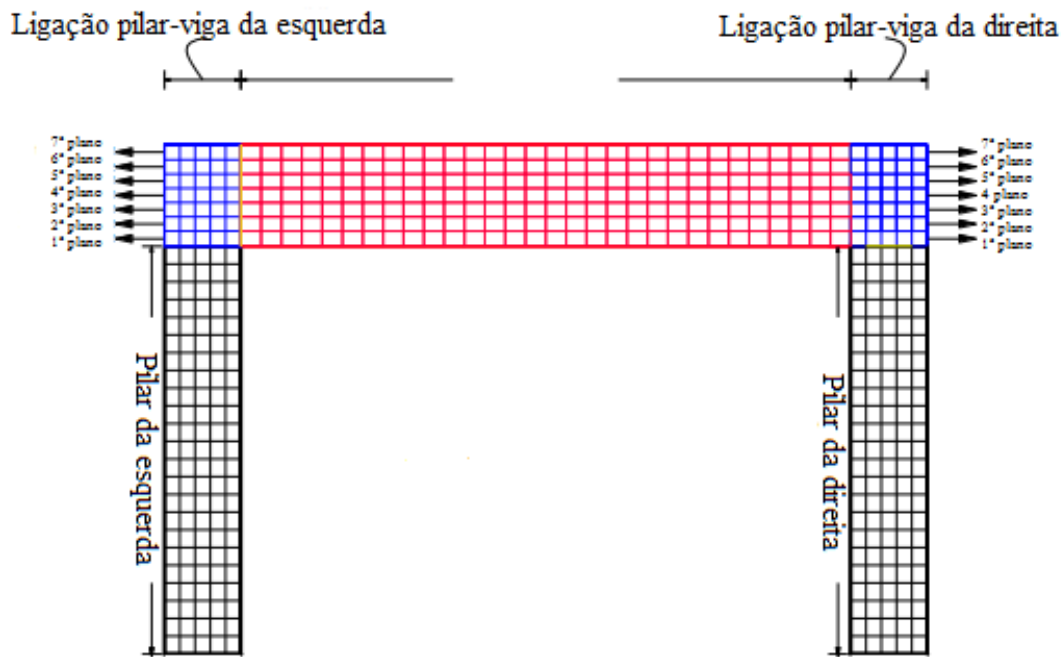


Figura 0.1.2 – Descrição geral do pórtico de betão armado do espécime B, mostrando as diferentes partes das “Real Constants” do espécime

Quadro A.2 – Real Constants para os pilares

Número	mat1	vr1	theta	phi	mat1	vr2	theta	phi	mat3	vr3	theta	phi
R22	11	0.008	0	0	1	0.033	90	0	11	0.007	0	90
R31	11	0.008	0	0			0	0	0	0	0	0
R21	11	0.008	0	0	1	0.033	90	0	0	0	0	0
R13	11	0.007	0	90			0	0	0	0	0	0
R12	11	0.007	0	90	1	0.041	90	0	0	0	0	0

Quadro A.3 – Real Constants para a viga

Número	mat1	vr1	theta	phi	mat1	vr2	theta	phi	mat3	vr3	theta	phi
R42	1	0.041	0	0	11	0.009	90	0	11	0.006	0	90
R51	11	0.006	0	90	0	0	0	0	0	0	0	0
R402	1	0.041	0	0	11	0.006	0	90	0	0	0	0
R15	11	0.009	90	0	0	0	0	0	0	0	0	0
R105	1	0.044	0	0	11	0.009	90	0	0	0	0	0

Quadro A.4 – Real Constants para as ligações pilar-viga

Número	mat1	vr1	theta	phi	mat1	vr2	theta	phi	mat3	vr3	theta	phi
R440	1	0.041	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
R44	1	0.044	0	0			0	0	0	0	0	0
R400	1	0.041	0	0	11	0.008	0	90	0	0	0	0
R40	1	0.044	0	0	11	0.008	0	90	0	0	0	0
R112	1	0.041	0	0	1	0.041	90	0	11	0.008	0	90

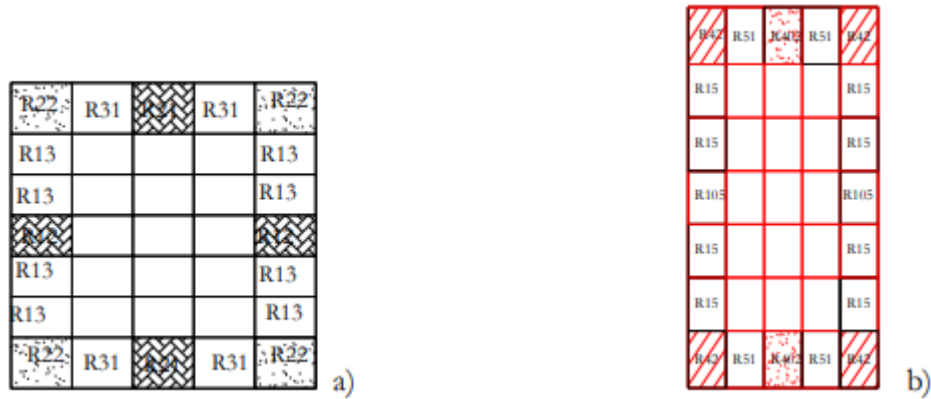


Figura A.3 – Real Constants do espécime B a) para o pilar b) para a viga

Ligação pilar-viga da esquerda

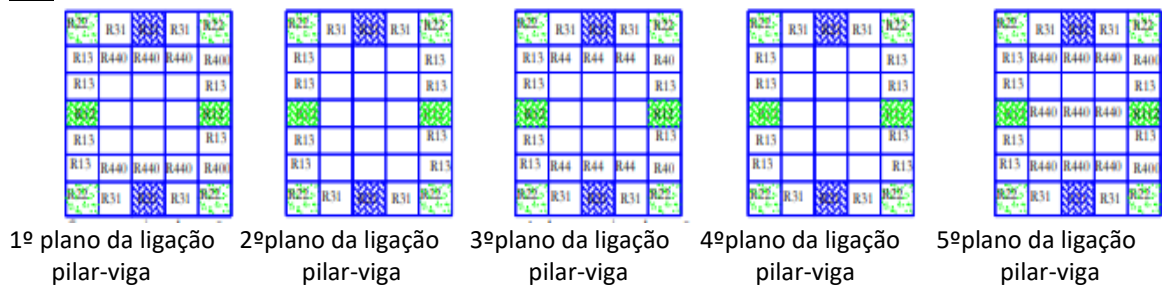


Figure A.4 – Real Constants do espécime B para a ligação pilar-viga da esquerda

Ligação pilar-viga da direita

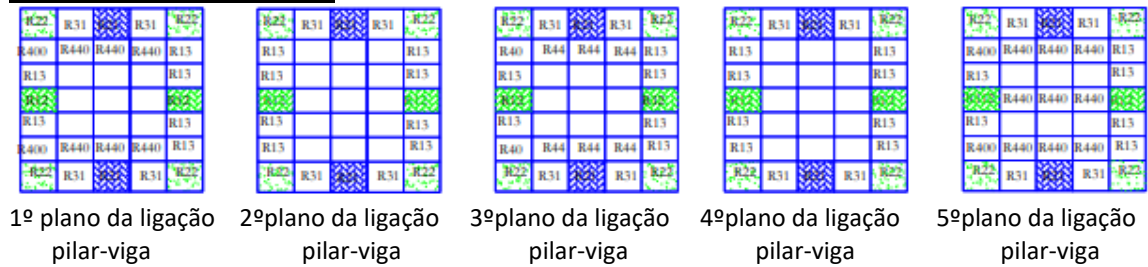


Figure A.5 - Real Constants do espécime B para a ligação pilar-viga da direita

B. “Real Constants” e “Key Options” para os elementos de interface

Este anexo apresenta as “Real Constants” e “Key-Options” que foram utilizadas para a definição dos elementos de interface. O quadro B.1 apresenta as “Real Constants” para o elemento de contato (CONTA174) e o quadro B.2 apresenta as “Key-Options” para o mesmo elemento. Cada Key-Option tem várias opções de forma a que o usuário possa adaptar o comportamento do elemento de contato para o problema estrutural analisado. As opções destacadas representam as opções consideradas nos modelos da presente dissertação.

Quadro B.1 – Real Constants do elemento de contato (CONTA174)

Número	Nome	Descrição
1	R1	Target radius for cylinder, cone, or sphere
2	R2	Target radius at second node of cone
3	FKN	Normal penalty stiffness factor
4	FTOLN	Penetration tolerance factor
5	ICONT	Initial contact closure
6	PINB	Pinball region
7	PMAX	Upper limit of initial allowable penetration
8	PMIN	Lower limit of initial allowable penetration
9	TAUMAX	Maximum friction stress
10	CNOF	Contact surface offset
11	FKOP	Contact opening stiffness
12	FKT	Tangent penalty stiffness factor
13	COHE	Contact Cohesion

Quadro B.2 – Key options para o elemento de contacto (CONTA174)

Keyoption	Descrição	Opções disponíveis
1	Selection of degree of freedom	0 – UX, UY, UZ 1 – UX, UY, UZ, TEMP 2 – TEMP 3 – UX, UY, UZ, TEMP, VOLT 4 – TEMP, VOLT 5 – UX, UY, UZ, VOLT 6 – VOLT 7 – MAG
2	Contact algorithm	0 – Augmented Lagrangian (default) 1 – Penalty function 2 – Multipoint constraint (MPC) 3 – Lagrange multiplier on contact normal and penalty on tangent 4 – Pure Lagrange multiplier on contact normal and tangent
4	Location of contact detection point	0 – On Gauss point (for general cases) 1 – On nodal point – normal from contact surface 2 – On nodal point – normal to target surface 3 – on nodal point – normal from contact surface (projection-based method)
5	CNOF/ICONT Automated adjustment	0 – No automated adjustment 1 – Close gap with auto CNOF 2 – Reduce penetration with auto CNOF 3 – Close gap/reduce penetration with auto CNOF 4 – AUTO ICONT
6	Contact stiffness variation	0 – No automated adjustment 1 – Make a nominal refinement to the allowable stiffness range 2 – Make a aggressive refinement to the allowable stiffness range
7	Element level time incrementation control/ impact constraints	0 – No control, 1 – Automatic bisection of increment 2 – Change in contact predictions made to maintain a reasonable time/load increment 3 – Change in contact predictions made to achieve the minimum time/load increment whenever a change in contact status occurs 4 – Use impact constraints for standard or rough contact (KEYOPT(12)=0 or 1) in a transient dynamic analysis with automatic adjustment of time increment
8	Asymmetric contact selection	0 – No action 2 – ANSYS internally selects which asymmetric contact pair is used at the solution stage (used only when symmetry contact is defined)
9	Effect of initial penetration or gap	0 – Include both initial geometrical penetration or gap and offset 1 – Exclude both initial geometrical penetration or gap and offset 2 – Include both initial geometrical penetration or gap and offset, but with ramped effects 3 – Include offset only (exclude initial geometrical penetration or gap) 4 – Include offset only (exclude initial geometrical penetration or gap), but with ramped effects 5 – Include offset only (exclude initial geometrical penetration or gap), regardless of the initial contact status (near-field or closed) 6 – Include offset only (exclude initial geometrical penetration or gap), but with ramped effects regardless of the initial contact status (near-field or closed)
10	Contact stiffness update	0 – Each load step of FKN is redefined during load step (pair based) 2 – Each iteration based on current mean stress of underlying elements (pair based)
11	Shell thickness effect	0 – Exclude 1 – Include
12	Behaviour of contact surface	0 – Standard 1 – Rough 2 – No separation (sliding permitted) 3 – Bonded 4 – No separation (always) 6 – Bonded (initial contact)

